

▶ Trøndelag fylkeskommune
Forprosjekt flytebru
Fv. 777 Jøa til land

Oppdragsnr.: **52308826** Dokumentnr.: **KON_RAP_001** Versjon: **02** Dato: **2024-12-06**



Oppdragsgiver: Trøndelag fylkeskommune
Oppdragsgivers kontaktperson: Jorunn By
Rådgiver: Norconsult AS, Klæbuveien 127 B, NO-7031 Trondheim
Oppdragsleder: Jill Hammari Sveen
FA konstruksjon: Jon Solemsli
FA konstruksjonsanalyse: Tor Martin Lystad

Andre nøkkelpersoner: Espen Thøring, Disiplinleder tekniske fag
Amir Kaynia, Geoteknikk
Mari N. Ervik, Ingeniørgeologi
Arne Værnes, Anleggsgjennomføring
Kjell-Amund Aas-Prestmo, Veg
Marius Berg Bostadløkken, Landskap
Stein Erik Hovin, Elektro
Øystein Morken Linde, Konstruksjonsanalyse
Sindre Nordlund, Konstruksjon
Muhammad Mukhlas, Hydrodynamikk

02	2024-12-06	Oppdatert etter anslag	TMLys	JoS	JHSve
01	2024-10-09	Til godkjenning oppdragsgiver	TMLys	JoS	JHSve
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

Sammendrag

Det er planlagt en flytebru på 610 meter for å knytte Jøa til fastlandet. Brua vil krysse fra Ølhammaren i øst over til Jøa i vest. Denne rapporten omhandler forprosjektet av selve brua som grunnlag for reguleringsplanarbeidet for prosjektet.

Flytebrua har en brubjelke utført som en ortotrop stålkasse støttet av stålsøyler på fem flytende betongpontonger med avstand på ca. 106 meter. Brua har et seilingsløp som er 80 meter bredt og 25 meter høyt som er lagt mellom akse 2 og 3 eksentrisk i fjordløpet mot Ølhammaren. Landkarene er fundamentert på berg og er utført som gravitasjonskasser av ballast fylt med stedlige pukkmasser.

Det er utført konstruksjonsanalyser av brukonstruksjonen for å ha en tilstrekkelig god kontroll på mengder og konstruksjonsutforming. Dette er viktig for kostnadsestimering innenfor en estimert kostnadsusikkerhet på +/- 10 % og for å regulere nødvendig areal for konstruksjonen. Analysene og beregningene er rimelig detaljerte, med både analyser for statiske og kvasistatiske laster og dynamiske analyser for miljølaste som vind og bølger. Særlig dynamiske effekter fra vindsjøbølger er styrende for flytebrua til Jøa. Det er også undersøkt effekt av skipsstøt mot pontongene med simulering av konstruksjonens oppførsel ved et slik støt. Skipsstøt er ikke funnet dimensjonerende for globale effekter i brua, men det vil være behov for nærmere vurderinger av lokale effekter fra et slikt støt ved senere faser av prosjektet.

Det er også gjort vurderinger av mulige måter å utføre produksjon og installasjon av flytebrua. Dette vil være opp til en entreprenør å vurdere og detaljere nærmere ved en utførelse, men det har blitt lagt vekt på å sannsynliggjøre at det finnes gjennomførbare måter å installere brua. Dette er også gjort for å sørge for at dimensjoner i brua tåler slike installasjonsmåter, samt at det reguleres tilstrekkelig areal for å gjennomføre installasjonen.

Prosjektet har fått innvilget to fravik fra Statens Vegvesens håndbøker relatert til brua. Det er ikke identifisert ytterligere behov for fravik fra gjeldende regelverk.

Innhold

1	Innledning	5
1.1	Generelt	5
1.2	Brukonsept overordnet	5
2	Prosjekteringsforutsetninger	9
2.1	Generelle bestemmelser	9
2.2	Laster og miljølastgrunnlag	9
2.3	Veifaglige krav og forutsetninger	9
2.4	Grunnforhold	9
3	Brukonsept detaljert	11
3.1	Generelt	11
3.2	Brubjelke	12
3.3	Søyler	13
3.4	Pontonger	13
3.5	Landkar	14
4	Anleggsgjennomføring	15
4.1	Produksjon av bruelementer	15
4.2	Sammenstilling av flytebru	16
4.3	Installasjon av flytebru	20
5	Silingsprosess: Optimalisering av konsept	23
5.1	Optimalisering av veglinje	23
5.2	Valg av pontongløsning	24
6	Mengder og grunnlag for kostnadsestimat	26
7	Globalanalyse	27
7.1	Laster	27
7.2	Analysemodell	36
7.3	Analysebeskrivelse	44
7.4	Lasttilfeller og lastkombinasjoner	52
7.5	Resultater	53
8	Kontroll av dimensjoner og funksjonskrav	66
8.1	Brubjelke	66
8.2	Søyler	76
8.3	Landkar	78
8.4	Kontroll av funksjonskrav	90
9	Analyser av slepefaser	93
10	Videre arbeid	104
11	Referanser	105

1 Innledning

1.1 Generelt

Trøndelag fylkeskommune er tiltakshaver og skal i samarbeid med Norconsult Norge AS, utarbeide detaljreguleringsplan for fastlandssamband mellom Jøa og Elvalandet i Namsos kommune.

Hensikten med planarbeidet er å få regulert trasé for fergefri forbindelse mellom Elvalandet og Jøa. Det planlegges flytebru med tilførselsveger og en seilingshøyde på minst 25 meter.

Etablering av bru gir Jøa en direkte forbindelse til fastlandet. Prosjektet skal underbygge fylkeskommunen sitt mål om et trafikksikkert, effektivt og robust transportsystem.

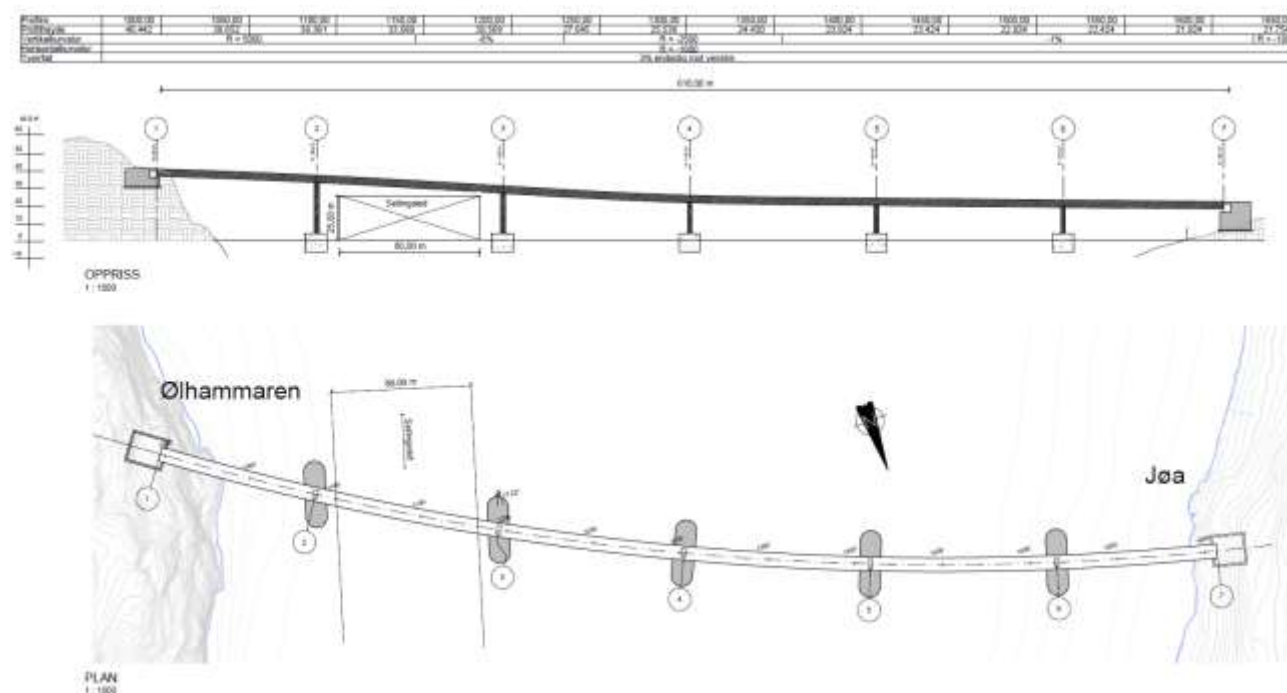
1.2 Brukonsept overordnet

Brua er ei flytebru som spenner 610 meter over fjorden mellom Ølhammaren og Jøa. Brua er vist i plan og oppriss i Figur 1-1. Brua har et seilingsløp som er 80 meter bredt og 25 meter høyt som er lagt mellom akse 2 og 3 eksentrisk i fjordløpet mot Ølhammaren. Flytebrua utføres med en ortotrop stålkasse, stålsøyler og pontonger i lettbetong. Brua har 5 pontonger med en avstand på ca. 106 meter. Brua fastholdes på land i hver ende med gravitasjonskasser i betong fundamentert på berg.

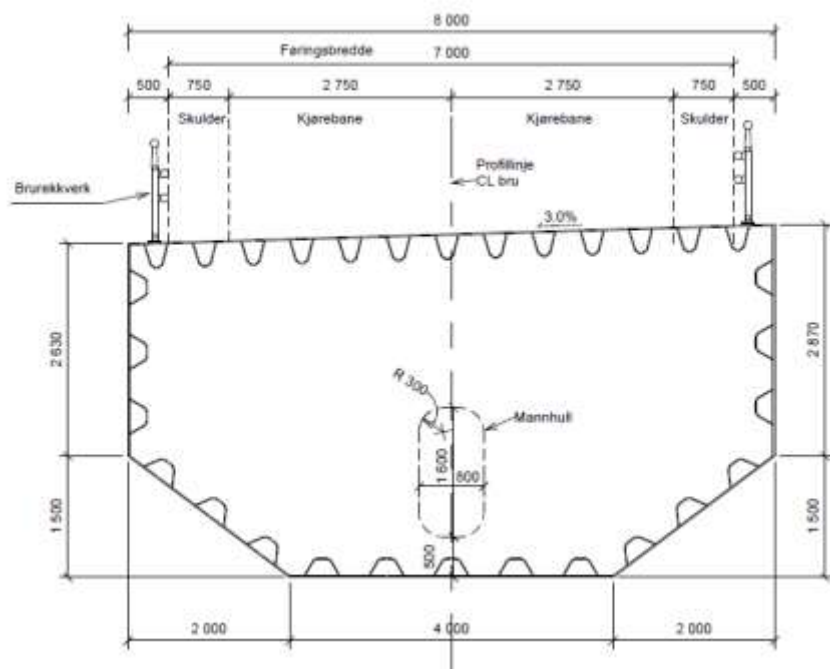
Brukassen er 8 meter bred, 4,25 meter høy og bærer to kjørefelt. Brukassen er hovedsakelig utført i S420 stål, med S460 stål lokalt over akse 2. Søylene er utført som rektangulære ortotrope stålkasser i stål kvalitet S420.

Betongpontongene er 10,5 meter høye, 12 meter brede, 38 meter lange, med avrundede ender. Pontongene er utført i lettbetong og får da en tilnærmet dypgang på ca. 7 meter. Pontongene er utført i betong for å redusere vedlikeholdsbehovet under bruas levetid.

Ved landkarene i hver ende er brubjelken fastholdt i alle forskyvningsfrihetsgrader, men fri til å rotere om brubanens tverrakse. Dette løser opp eventuelle tvangsmomenter i bruendene fra vertikale forskyvninger av brubanen. Opplagingsdetaljene utføres med platelagere liknende løsningen benyttet på Nordhordlandsbrua.



Figur 1-1: Oppriss og plan av flytebru t'Jøa. Kilde Norconsult.



Figur 1-2: Typisk tverrsnitt. Kilde Norconsult.

1.3 Visualisering og estetikk

Ved utformingen av brua fra Ølhammeren over til Jøa har det blitt lagt stor vekt på å integrere strukturen i det omkringliggende landskapet. Brua skal både være en viktig og samfunnsbyggende del av infrastrukturen og et dempet landemerke, som ikke tar for mye av oppmerksomheten fra det omkringliggende landskapet. Brua blir en naturlig forlengelse av veien på Jøasida, og legger seg over sundet med myk linjeføring, støttet opp av fem brupillarer.

Brua er designet med en elegant og funksjonell arkitektur i stål og betong. Materialvalget sikrer holdbarhet og et jordnært uttrykk, og den naturlige fargepaletten gjør at brua føyer seg inn i kystmiljø. Lyssetting kan også framheve bruas linjer og skaper en vakker visuell effekt om natten.

Brukarene unngår på begge sider kulturlandskapet, og verner dermed denne verdifulle kvaliteten på Jøa. Fergeleiene er ikke berørt verken på landsiden eller Jøa, og denne delen av historien forblir intakt.

Under er det vist noen visualiseringer av hvordan uttrykket kan fremstå fra ulike synsvinkler.



Figur 1-3: Brua sett fra Ølhammaren. Kilde: Norconsult/Nordic Office of Architecture



Figur 1-4: Brua sett fra kai på Jøa. Kilde: Norconsult/Nordic Office of Architecture



Figur 1-5: Brua sett fra strandsonen på Jøa. Kilde: Norconsult/Nordic Office of Architecture

2 Prosjekteringsforutsetninger

2.1 Generelle bestemmelser

Forprosjektet er utført iht. håndbøker og eurokoder gjeldende 01.01.2024. For spesielle krav til flytebruer refereres det særlig til N400 [1] pkt. 4.11.

Prosjektet har fått innvilgede to fravik fra Statens Vegvesens håndbøker:

- Fravik fra N400 pkt. 4.11.1-1 angående knekk i kjørebanelen ved fartsgrense over 70 km/t. Det er innvilget fravik til kravet og knekk tillates for fartsgrense 80 km/t på flytebrua til Jøa. Fraviket er innvilget pr. 05.11.2024.
- Fravik fra N100 pkt. 4.10-1 angående føringsbredde på bru. N100 stiller krav til vegbredde på 7.5m over bru, men det er innvilget fravik som tillater en vegbredde på 7m over flytebrua til Jøa. Fraviket er innvilget pr. 06.09.2024.

2.2 Laster og miljølastgrunnlag

De benyttede lastene i analysene utført i forprosjektet er detaljert definert i kapittel 7.1.

Trafikklastene er basert på Eurokode 1-2 [2], og termiske påvirkninger er basert på definisjoner i Eurokode 1-1-5 [3].

I skisseprosjektet ble det etablert et grunnlag for miljølastene i en egen Metocean rapport [4] som omhandler bølger, vind og strøm. Disse vurderingene er benyttet som grunnlag også i dette forprosjektet, med enkelte justeringer som er beskrevet i kapittel 7.1.

Vurderinger av mulige skipsstøt er basert på en forenklet risikoanalyse utført i skisseprosjektet [5], samt definisjoner gitt i Eurokode 1-7 [6].

2.3 Veifaglige krav og forutsetninger

Ny Fv. 777 planlegges som vegklasse Hø1, 2-feltsveg med fartsgrense 80 km/t og vegbredde 6,5 meter. Håndbok N100 stiller i tillegg krav om vegbredde 7,5 meter for 2-feltsveg på bru.

Prosjektet har søkt Vegdirektoratet om fravik for å kunne redusere vegbredde på bru til 7,0 meter. Søknaden er innvilget, og fri bredde 7,0 meter mellom bruerekverk er lagt til grunn for prosjekteringen.

Brua prosjekteres med 3 % tverrfall.

Det stilles krav om belysning for bruer uten fysisk skille mot gående og syklende og brulengde > 100 meter.

2.4 Grunnforhold

Det henvises til IGEO-RAP-001 Ingeniørgeologisk rapport, reguleringsplan for ytterligere detaljer angående geologiske forhold, og en kortfattet oppsummering relevant for bura er gjengitt i det følgende.

2.4.1 Grunnforhold Elvalandet (øst)

Bergmassen i området for bergfundamentet ved Elvalandet er en massiv migmatittgneis med få gjennomsettende sprekker. I tillegg til to steile sprekkesett er det registrert ett sprekkesett med gjennomsnittlig 45 grader fall mot sjøen. Det er imidlertid stor sprekkeavstand mellom sprekker i fundamentområdet og det er ikke observert utholdende og gjennomsettende sprekker, slik at sprekkesettet ikke vurderes å utgjøre noen risiko med tanke på utglidning under landkaret.

Det er registrert én svakhetssone i fundamentområdet. På befaring ble sonens bredde målt til ca. 1 meter ved kote 35 i terrenget. Sonen faller vertikalt eller med steilt fall mot SØ. Bergmassen vest for denne sonen framstår som massiv. Det er ikke registrert strukturer med utgående i bergskråningen foran landkaret. På bakgrunn av dette vurderes skråningsstabiliteten for landkaret som god.

Videre vurderes det at sonens størrelse såpass liten sammenlignet med fundamentflata, at bergmassens bæreevne ikke vil bli påvirket av dette. Det vurderes at antatt bæreevne for bergmassen er mer enn 10 MPa.

2.4.2 Grunnforhold Jøa (vest)

Bergmassen ved fundamentområdet på Jøa er en glimmerskifer som framstår som kompetent, med gunstig sprekkeorientering.

Bergoverflata langs sjøkanten og utover i sjøen skråner slakt, og det er ikke registrert sprekker eller andre strukturer som har ugunstig orientering eller utgående i bergskråningen. Foliasjonen følger, eller har brattere fall, enn bergoverflata og det anses ikke som sannsynlig at foliasjonsparallelle strukturer har utgående i skråningen under sjø. Skråningsstabiliteten for landkaret vurderes derfor som god.

Det er ikke registrert slepper eller svakhetssoner som reduserer bergmassens bæreevne i området. Det vurderes at antatt bæreevne for bergmassen er mer enn 10 MPa.

3 Brukonsept detaljert

3.1 Generelt

Dette kapittelet oppsummerer oppførselen til brukonstruksjonen overordnet og beskriver de ulike konstruksjonsdelene i noe mer detalj. Bakgrunnen for ulike vurderinger som er gjort underveis i forprosjektet og begrunnelse for valgte løsninger beskrives.

Flytebrua er en endeforankret flytebru med betongpontonger, og er beslektet med Nordhordlandsbrua og Bergsøysundbrua som ble bygget i Norge på 90-tallet. Det valgte konseptet i dette prosjektet skiller seg allikevel fra disse bruene, da høyden på pontongsøylene er betydelig større, og seillingsløpet etableres ved en løfting av den bærende delen av brukassen. Dette er ulikt både Bergsøysundbrua og Nordhordlandsbrua. Bergsøysundbrua har ikke seilløp og har kun en frihøyde på 6 meter. For Nordhordlandsbrua ligger selve brubjelken i en konstant høyde ca. 5 meter over vannoverflaten og lander på en grunne i sør. Fra denne grunnen etableres et større seilløp med en separat skråstagbru som har fuge mot selve flytebrudelen. En slik løsning for å etablere seilløpet er imidlertid ikke mulig for en flytebru til Jøa, da fjorden er dyp og batymetrien ikke tillater dette. Løsningen for flytebru til Jøa har utspring fra utvikling av flytebrukonseptet for kryssing av Bjørnafjorden der seilløpet også må etableres ved å løfte den bærende delen av brubjelken.

For å etablere det nødvendige seilløpet på $H \times B = 25 \text{ meter} \times 80 \text{ meter}$ løftes brubjelken høyere mot akse 1 av brua der den lander på Ølhamaren i øst. På Jøa-siden lander brua på en lavere kote, og brubanen senkes dermed fra seilløpet mellom akse 2 og 3 mot landkaret i akse 6. Denne linjeføringen er også gunstig for terrengtilpasningen på begge sider, da Ølhamaren ligger høyere enn landkarområdet på Jøa.

Kreftene i brubjelken og pontongsøylene til flytebrua til Jøa er dominert av dynamiske effekter fra bølgebelastning. Dette er typisk for slike bruer, og det gjør oppførselen til en flytebru komplisert med resonante svingninger som gir betydelige lastvirkninger det må dimensjoneres mot. Lastvirkningene kan da være relativt sensitive til variasjoner i egenfrekvenser, demping og hvor energien i bølgespekteret ligger.

Det er flere utfordringer med flytebruløsninger der brubjelken løftes høyt over vannoverflaten enn ved løsninger tilsvarende Bergsøysundbrua eller Nordhordlandsbrua. For det første får man en relativt stor geometrisk stivhetsreduksjon i systemet grunnet at gravitasjonssenteret til brua ligger langt over oppdriftssenteret til pontongene. Dette gir en negativ virkning på metasenterhøyden (GM) og reduserer flytestabiliteten. Systemstabiliteten ivaretas dermed med stivhet i konstruksjonen, både fra pontongenes vannplanstivhet og fra fastholdingene i landkarene. I tillegg kommer bølgeeksitasjonen inn i systemet i bunnen av relativt lange søyler. Dette kan medføre pendlende svingninger av søylene som kan gi relativt store lastvirkninger i søylen og i bruoverbygningen.

For flytebrua til Jøa opptrer kombinasjonen av disse effektene slik at viktige egenperioder er høyere enn 100 års returperiode bølgetopp-periode, T_p . Ved å gjøre systemet stivere, flyttes disse egenperiodene nærmere energien i bølgespekteret og lastvirkningene øker. Det er derfor viktig å øke systemstivheten minst mulig ved eventuell økning av dimensjonskapasitet for å unngå at økt kapasitet spises opp av økte lastvirkninger.

Lastvirkningene fra bølger er høyest i søyle og bruoverbygning i akse 2, ved den høyeste pontongsøylen. Et effektivt grep for å redusere lastvirkningene her har vært å rotere pontongene i akse 2 og 3, slik at de følger skipsledens retning. Dette gir både noe bredere skipsled, men det gjør også at bølger som kommer rett fra nord, gir en lavere last mot langsiden til pontongene og dermed reduserer eksitasjonen av langsgående pendling av disse pontongsøylene.

Bruk av betongpontonger sammenliknet med stålponter gir en større dypgang og dermed øket bølgeeksitasjon. Denne ulempen er imidlertid vurdert å veies opp med fordeler i forbindelse med drift og vedlikehold i levetiden til brua med erfaringer fra både Bergsøysundbrua og Nordhordlandsbrua. Vurderinger rundt valg av pontongløsning er drøftet i kapittel 5.3.

Det er forutsatt en opplagring som gir leddet oppførsel i vertikalretning, og momentstiv oppførsel i horisontalretningen. Dette løser opp potensielle store tvangsmomenter om brubjelkens svake-akse som er kompliserte og kostnadskrevenne å dimensjonere for. N400 pkt. 4.11.1 [1] begrenser imidlertid fartsgrensen til

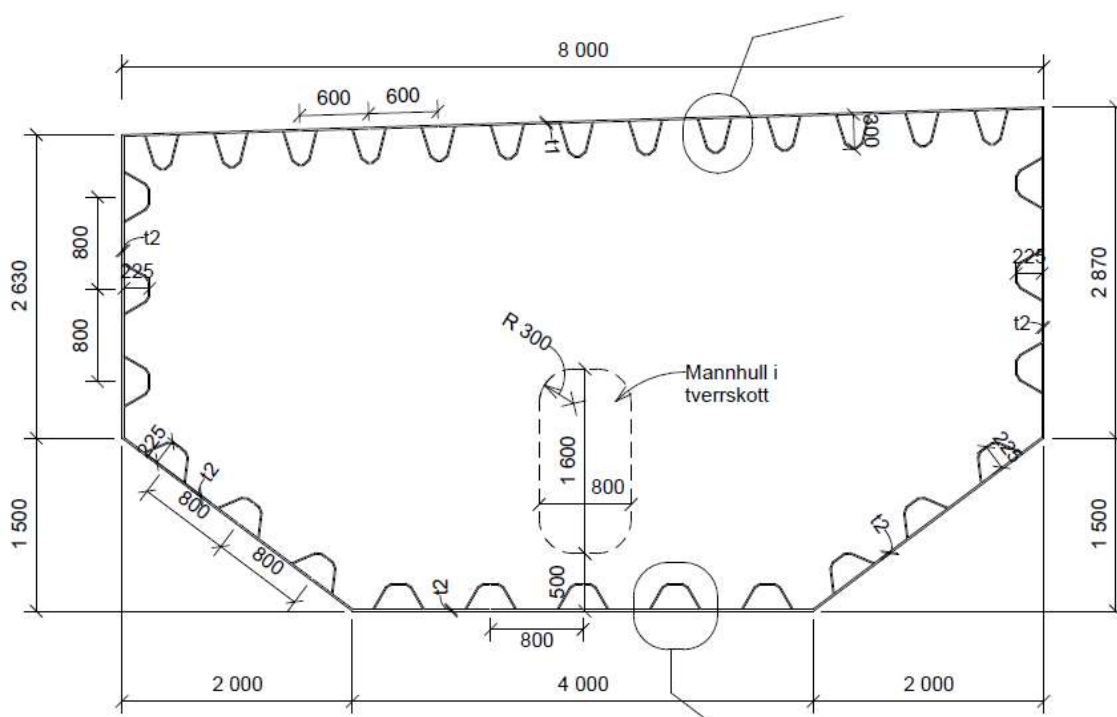
flytebruer med en slik løsning til 70 km/t, men grunnet lave rotasjoner for flytebru til Jøa er det gitt fravik til dette punktet, og fartsgrense på 80 km/t tillates i dette prosjektet.

3.2 Brubjelke

Brubjelken er hovedkomponenten til flytebrua og ivaretar all stivhet i tverretningen av brua, samt vertikalstivheten mellom pontongsøylene. Brukassen er utført som en ortotrop stålkasse med høyde 4,25 meter og bredde 8 meter. Ytre form er konstant langs hele spennet, men platetykkelser og tverrskottavstand varierer. Generelt forsterkes tverrsnittet med økede platetykkelser over søyleaksene. I tillegg økes stålqualiteten fra S420N/M som benyttes generelt, til S460N/M over akse 2. Den generelle tverrskottavstanden er 4 meter, men for at mest mulig av tverrsnittene skal være effektive over aksene, uten særlig reduksjon grunnet lokal knekking av platefelt, halveres tverrskottavstanden til 2 meter forbi søyleaksene. Tverrskottene utføres som 12 mm plater med mannhull.

Det er ikke detaljert ytterligere forsterkninger over søyleaksene, men det legges inn ekstra stålmengder i mengdebudsjettet og masser i analysene for eventuelle langsgående skott eller lokale forsterkninger i disse områdene. Brukassen er relativt høy og smal, og det forventes derfor ikke store «shear-lag» effekter, men mer detaljerte vurderinger av dette overlates til senere faser av prosjektet.

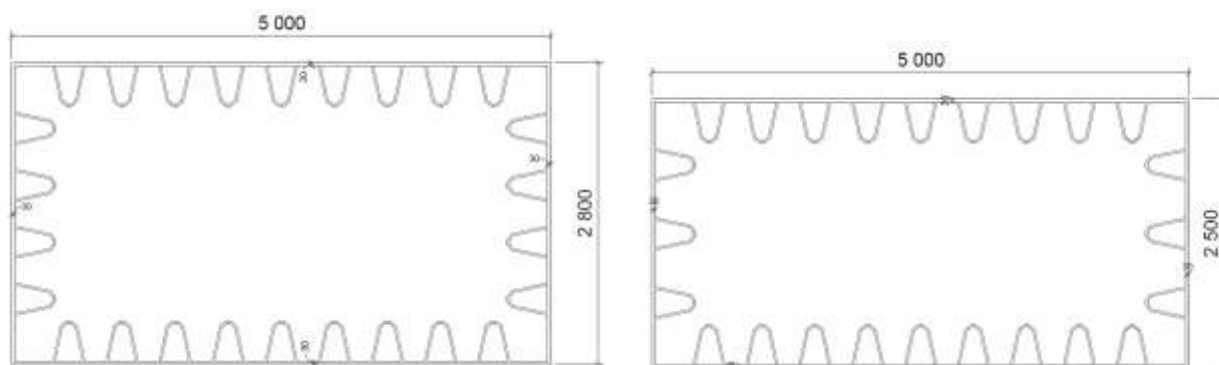
Det er benyttet relativt store platetykkelser, særlig i de mest påkjente områdene. Årsaken til dette er å få mest mulig effektive tverrsnitt, og unngå å øke stivheten unødig.



Figur 3-1: Snitt av typisk tverrsnitt for brubjelken. Kilde Norconsult.

3.3 Søyler

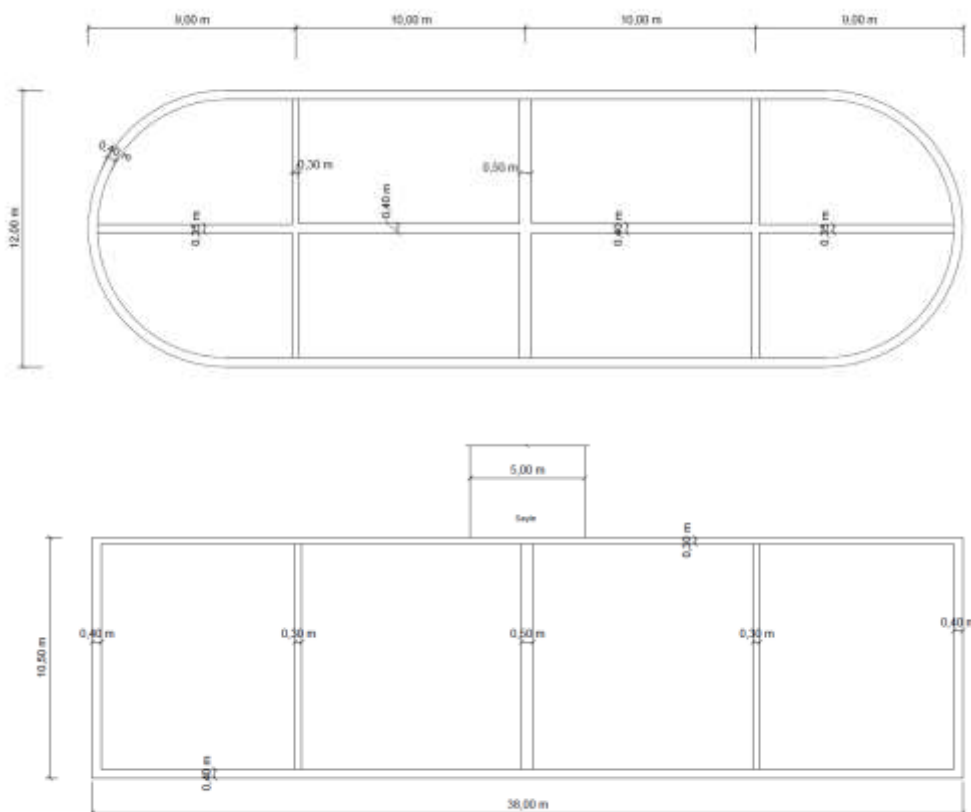
Søylene er vist i forprosjektet som rektangulære tverrsnitt med stivede platefelt utført med stål kvalitet S420N/M. Søylene er ikke fullstendig detaljert, men det har vært fokus på å sannsynliggjøre mengder og at stivhetene i systemet samsvarer med tilstrekkelig kapasitet både i bruddgrensetilstanden og i ulykkesgrensetilstanden for skipsstøt. Det vil være behov for arkitektoniske vurderinger av endelig utforming av søylene i senere faser av prosjektet.



Figur 3-2: Søyletverrsnitt for akse 2 (til venstre) og øvrige akser (til høyre). Kilde Norconsult.

3.4 Pontonger

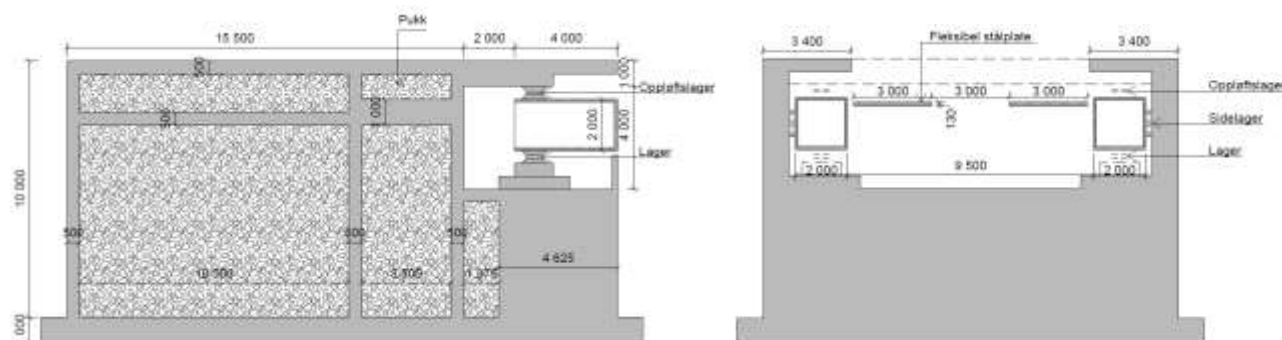
Pontongene er utført i lettbetong med bredde 12 meter og lengde 38 meter med avrundede ender. Høyden er estimert til 10,5 meter med ca. 7 meter dypgang. Pontongene er i hovedsak orientert vinkelrett på bruretningen i hver enkelt akse, med unntak av i akse 2 og 3, der pontongen er orientert med skipsleden. Pontongenes dimensjoner og størrelser er basert på det som ble foreslått i skisseprosjektet [7].



Figur 3-3: Pontonger utført i lettbetong. Kilde Norconsult.

3.5 Landkar

Landkarene er utført i betong med ballast fra stedlige masser. Designet av landkarene er basert på det som ble foreslått i skisseprosjektet [7], som viser en liknende løsning benyttet på Nordhordlandsbrua. Denne opplagringsløsningen gir en leddet oppførsel i vertikalplanet, en momentstiv kobling i horisontalplanet, og fastholding i alle forskyvningsfrihetsgrader. Brubjelken er forankret i landkaret med både oppløftslager og lager, i tillegg er en fleksibel stålplate etablert for å fastholde brubjelken mot rotasjon om brubjelkens svake akse. Lagrene sammen med den fleksible stålplaten sørger for at brudekke kun kan rotere fritt om brubjelkens sterke akse. Landkaret på Ølhammaren har en sålebredde på 18 meter, en lengde på 23 meter og en totalhøyde på 11 meter. På Jøa siden har landkaret en sålebredde på 18 meter, en lengde på 21,5 meter og en total høyde på 17 meter. Sålen går 1 meter utenfor selve kassen på alle sider.



Figur 3-4: Landkar utført som gravitasjonskasse fundamanert på berg. Kilde Norconsult.

4 Anleggsgjennomføring

4.1 Produksjon av bruelelementer

Etablering av landkar.

Landkar vil bli etablert som store «kasser» av betong fylt med stein, fundamentert direkte på berg. På Jøa vil det bli kun en mindre utsprenkning til riktig bergnivå, og byggingen vil kunne skje innenfor et anleggsområde inntil landkaret tilrettelagt for nødvendig rigg. Midlertidig riggareal bør tas inn i reguleringsplanen. Atkomst forutsettes å kunne gå i eksisterende/ny veglinje. Steinmasser for innfylling/tilfylling må hentes fra annet steinuttak.

På Ølhammaren vil atkomst være i ny veglinje, og via utsprenkt skjæring i berget fram til landkaret. Anleggsdrifta vil være litt mer komplisert, da utsprenking for bunnplate på betongkasse vil være ca. 10 meter under nødvendig traubunn for bakenforliggende veg. Det må derfor gjøres en ekstra utsprenkning i linja ut mot fjorden. Nødvendig tilleggsareal må tas inn i reguleringsplanen. Utsprengte masser bør mellomlagres lengre bak i linja for senere innfylling og omfylling av betongkassen. Det må etableres areal til rigg og nødvendig lokalt lager ved landkaret. Overskytende riggareal etter bygging kan benyttes i forbindelse med midlertidige konstruksjoner for montasje av selve brukassen.

Flytepontonger

Flytepontonger i betong har tradisjonelt vært bygget i tørrdokk eller på en slipp og slisket ut når det er tilstrekkelig fribord. Slike tørrdokker fins mange steder i landet, og produksjonssted vil kunne tilpasses etter hvor videre sammenstilling med søyler og overbygning er planlagt. Nærmeste aktuelle tørrdokk er ved Rørvik.

Sleping over lengre avstander er mulig, dog må bølger og vær vurderes. Den senere tid er produksjon av betongkasser i stor grad blitt utført ved hjelp av delvis nedsenkbare lektere, der kassene produseres og utrustes på lekter tørt ved kai, og slepes til ønsket posisjon og fløtes av ved at lekterne senkes. Produksjonssted er da meget fleksibelt i forhold til nødvendig infrastruktur for byggearbeidene. Sammenstilling av pontonger og søyler kan også være aktuelt mens lekter ligger ved kai.



Figur 4-1: Foto: Ugland Construction

Produksjon av stålkonstruksjoner.

Stålkassen og søyler kan produseres «overalt» i verden, hvor produksjonskostnader, transportkostnader og risiko vil være avgjørende faktorer. Krav til klimagassregnskap kan også påvirke hvor produksjonen av stålet skjer. Stål produsert med fornybar energi eller gjenbruksstål vil være vesentlig gunstigere enn stål produsert ved hjelp av kullfyrte ovner eller kraftverk. Størrelse på de enkelte produksjonsseksjoner og trinnvise sammenstillinger vil også kunne variere med transportmåter og sammenstillingsprinsipp. Utvikling av moderne

og kostnadseffektive produksjonsmetoder innen verkstedbearbeiding og sveising av stål går raskt, så hvilke faktorer som vil bli bestemmende for seksjonsoppdeling og produksjonssted er vanskelig å vurdere i innværende planfase.

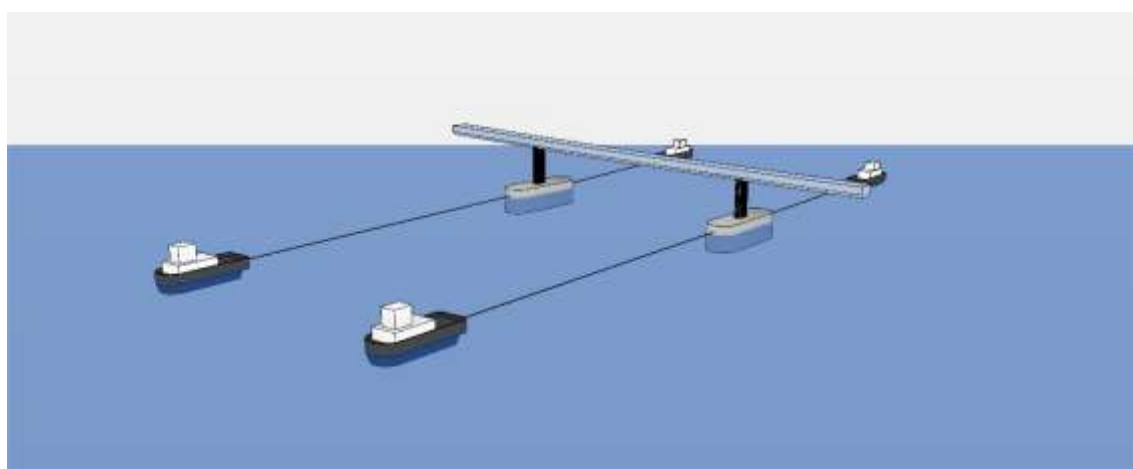
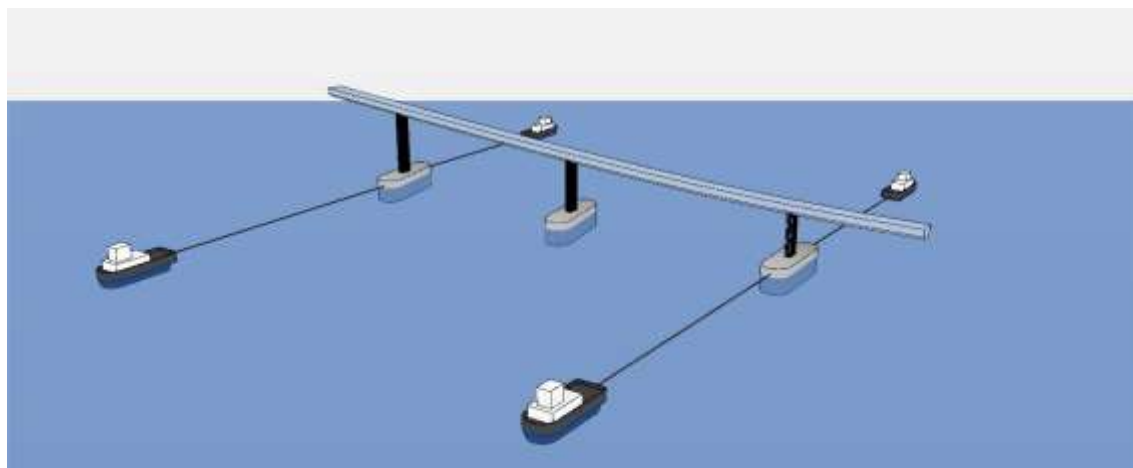
4.2 Sammenstilling av flytebru

Alternativ 1: Moduler sammenstilles på verft og slepes til brusted

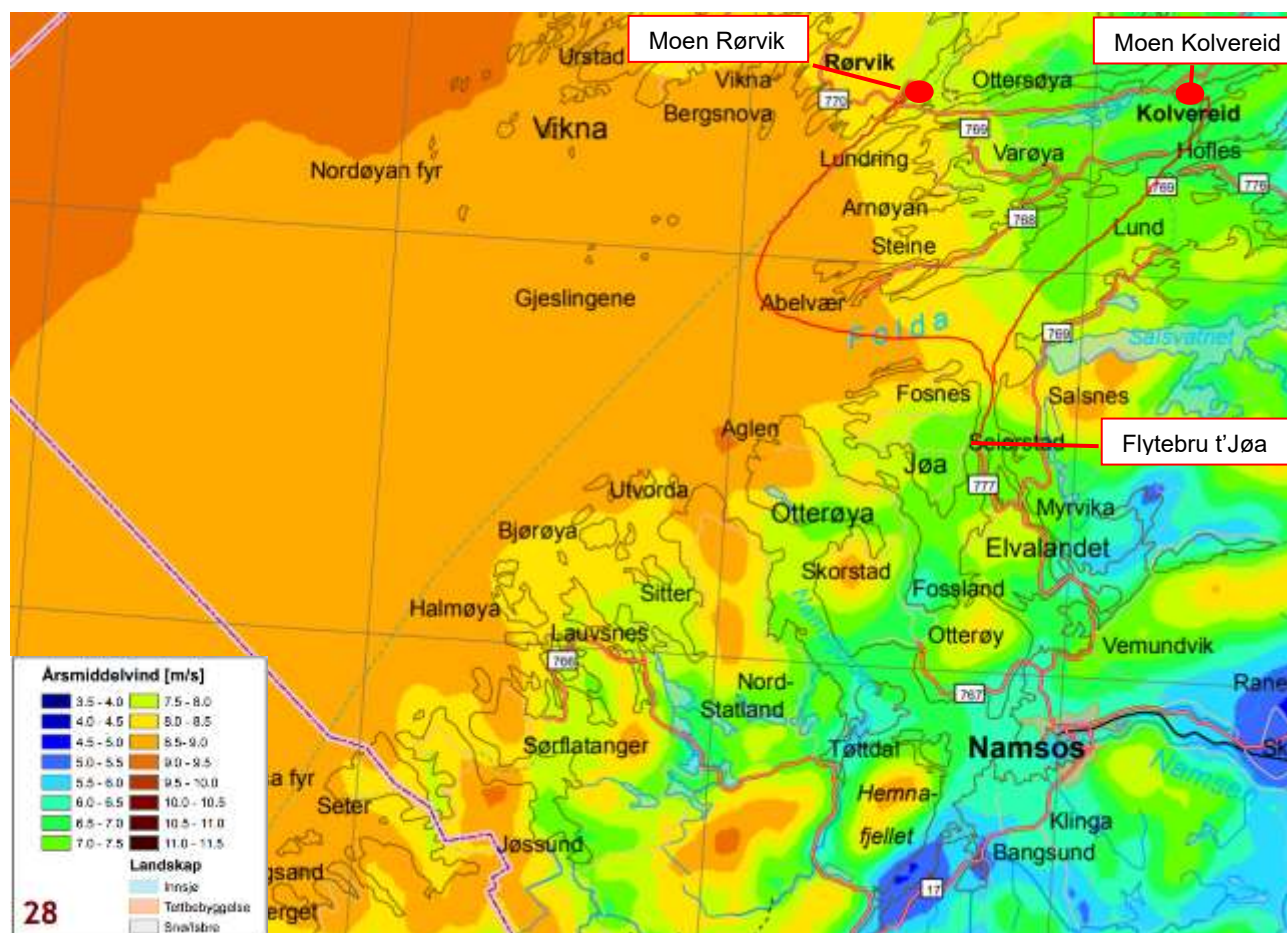
Et alternativ for sammenstillingen av flytebrua er å bygge brua i store moduler på et verft, for deretter å slepe modulene til brustedet. Det er utført noen skjematiske analyser for aktuelle slepefaser som er presentert i kap. 9. Analysene er utført med fokus på konstruksjonsmessige konsekvenser og flytestabilitet, og at det kan være tilleggsbegrensninger som kommer fra et marine operasjoners-perspektiv som ikke er vurdert inngående i dette forprosjektet. Fra de utførte analysene fremkommer det at det er noen utfordringer ved slike slepefaser. Den ene utfordringen er knyttet til hvordan modulene deles opp, og særlig knyttet til hvor stor utkrager fra akse 2 og akse 6 modulene kan ha fra en ren statisk vurdering. Ved full 90 meter utkraging, altså at modulene inneholder hele brubjelken mellom akse 1 og 2, og akse 6 og 7, blir det store uakseptable bøyemomenter i brukassen fra egenvekt. I tillegg, grunnet horisontalkurvaturen til brubjelken, vil den høyeste modulen krenge kraftig og vil ikke kunne ivareta akseptabel flytestabilitet. For å løse dette antas det at en andel av dette spennet monteres i nærhet av brustedet og dermed ikke være en del av transport-flytefasene. Et alternativ kunne være å benytte midlertidige støttetårn for å støtte oppunder disse lange utkragerne, men dette vurderes svært komplisert å få til under transportslep da modulen vil utsettes for eksitasjon fra bølger og vind under en slepefase. Det forutsettes derfor at en del av brukassen må monteres i etterkant, enten som en utkraget del fra landkarene ved installasjon av selve flytebrua, eller ved endelig samstilling av moduler i nærheten av brustedet.

Fra analysene i kap. 9 fremkommer det også at det vil være betydelige miljølastbegrensninger ved sleping av disse modulene. Det antas derfor at det blir utfordrende å planlegge med lengre slep utenskjærs der normalkondisjoner for både vind, vindsjø og dønning vill være betydelig. Alternativer for innenskjærs slep eller korte utenskjærs slep kan være produksjon av moduler på Moen verft i Kolvereid, eller i Rørvik. Dersom Rørvik skal benyttes må modulene slepes under Nærøysundbrua med seilingshøyde på 41 meter over et strekk med stor eksponering for vind og bølger, men siden slepet er relativt kort vil det antagelig kunne håndteres innenfor et værvindu. I Figur 4-3 er det vist et vindkart utarbeidet av Kjeller vindteknikk for NVE [8] som viser det aktuelle området. Et slep fra Kolvereid vil kunne være relativt beskyttet sammenliknet med et utenskjærs slep.





Figur 4-2: Illustrasjon av mulige slepekonfigurasjoner og modulinndeling. Kilde Norconsult.



Figur 4-3: Årsmiddelvindhastigheter for Jøa området [8]

Alternativ 2: Bruelementer sammenstilles i nærhet av brustedet.

Utfordringer med sleping av sammensatt bru i områder utsatt for større bølger/dønning og vind gir grunn til å undersøke om andre sammenstillingssteder nært brustedet er mulig. Sørøst for brustedet ligger Nufsfjorden, en godt skjermet fjordarm med tilstrekkelig dybde og rom for marine operasjoner, se Figur 4-4. Fv. 769 passerer rett forbi, og høyspenttrase med 66kV luftspenn går i sjøkanten.

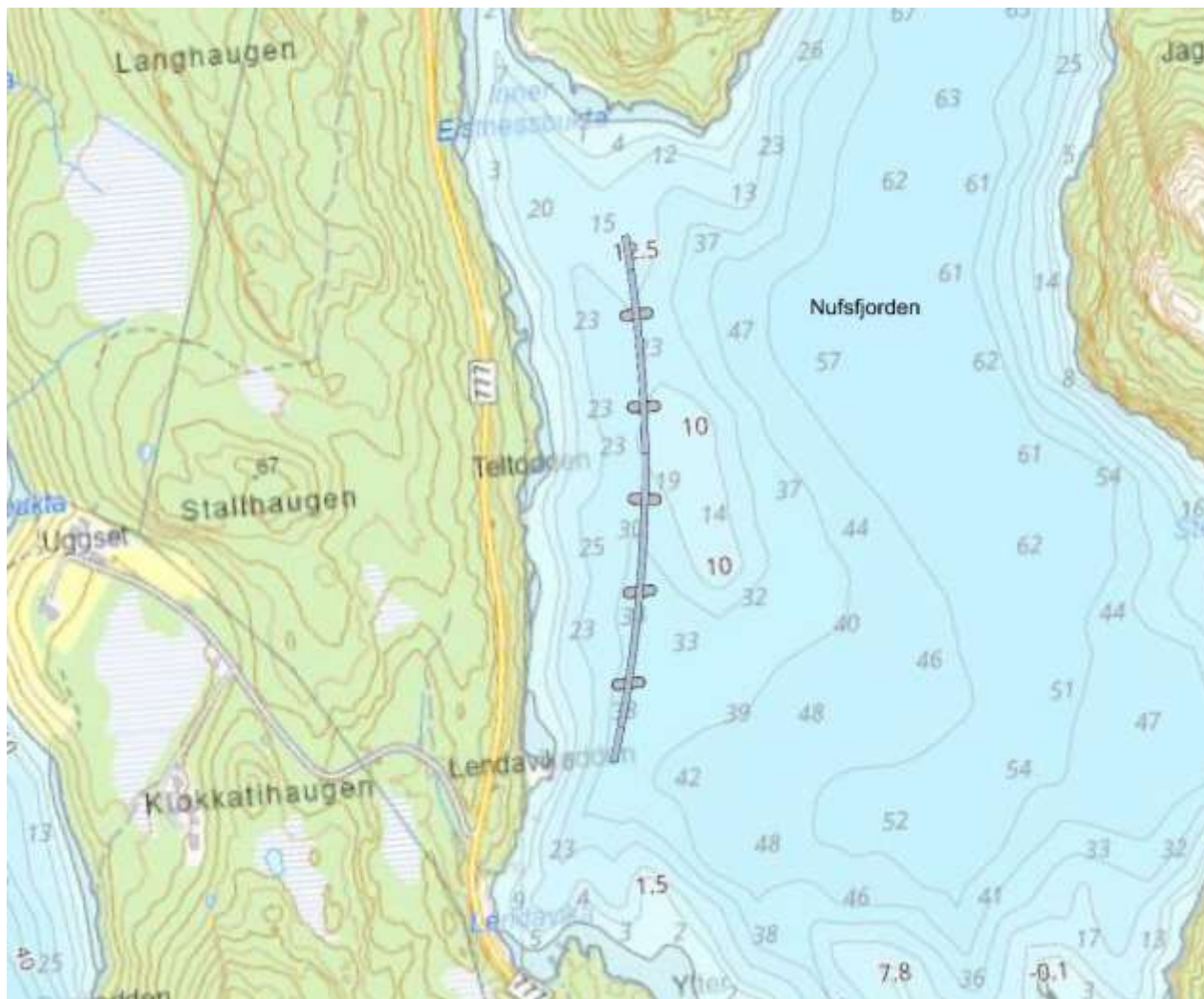
Det er lite annen infrastruktur i området i dag, så det vil kunne bli behov for lokale tiltak for landfester og mindre kaianlegg eller støttepunkter med tilstrekkelig dybde. Brudelene må skipes eller fløtes inn for en sammenstilling basert på flytende utstyr.



Figur 4-4: Oversikt over brusted og mulig sammenstilling i Nufsfjorden. Kilde Norgeskart

Utsleping av sammenstilt bru vil først gå gjennom et relativt trangt farvann, før seilingsruten åpner opp, men vil likevel være godt skjermet. Verste vindretning vil være fra nord, men gunstig værvindu for en slik kort slepeetappe vil være vesentlig enklere å finne, enn andre mer værutsatte sleperuter. Ved en slik «trygg» sleperute kan det vurderes om hele brulengden kan produseres i ett med lange utkrager, eventuelt med støttetårn ved ytterste pilarakser, eller midlertidige flytetårn i stål for å redusere utkragerlengde.

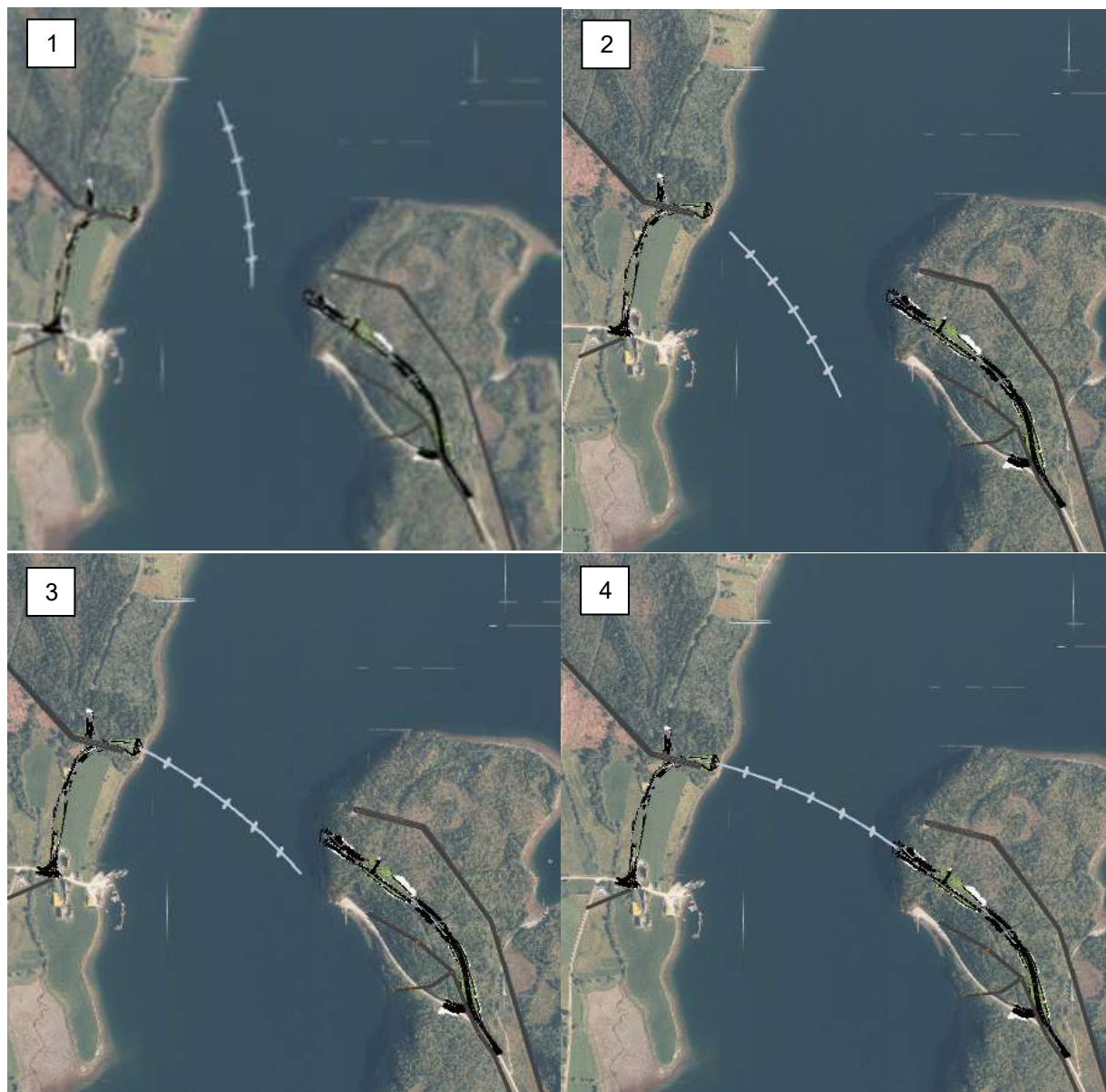
Andre lokaliteter for sammenstilling kan også være aktuelle og vil være opp til en entreprenør å vurdere, slik at det ikke vil være riktig å båndlegge arealer til sammenstilling av flytebru i forbindelse med reguleringsplanen.



Figur 4-5: Illustrasjon av mulig sammenstillingsområde i Nufsfjorden. Kilde Norgeskart og Norconsult

4.3 Installasjon av flytebru

Installasjon av sammensatt bru til endelig plassering kan skje på ulike måter. Et mulig prinsipp kan være å slepe brua til en posisjon litt sør for brustedet. Brua svinges først inn til landfestet på Jøa og forankres der i høyde og lengderetning. Brua vrir så inn mot landfestet på Ølhammarsida og slipes inn til riktig posisjon og forankres.



Figur 4-6: Illustrasjon av mulig installasjonssekvens. Kilde Norconsult.

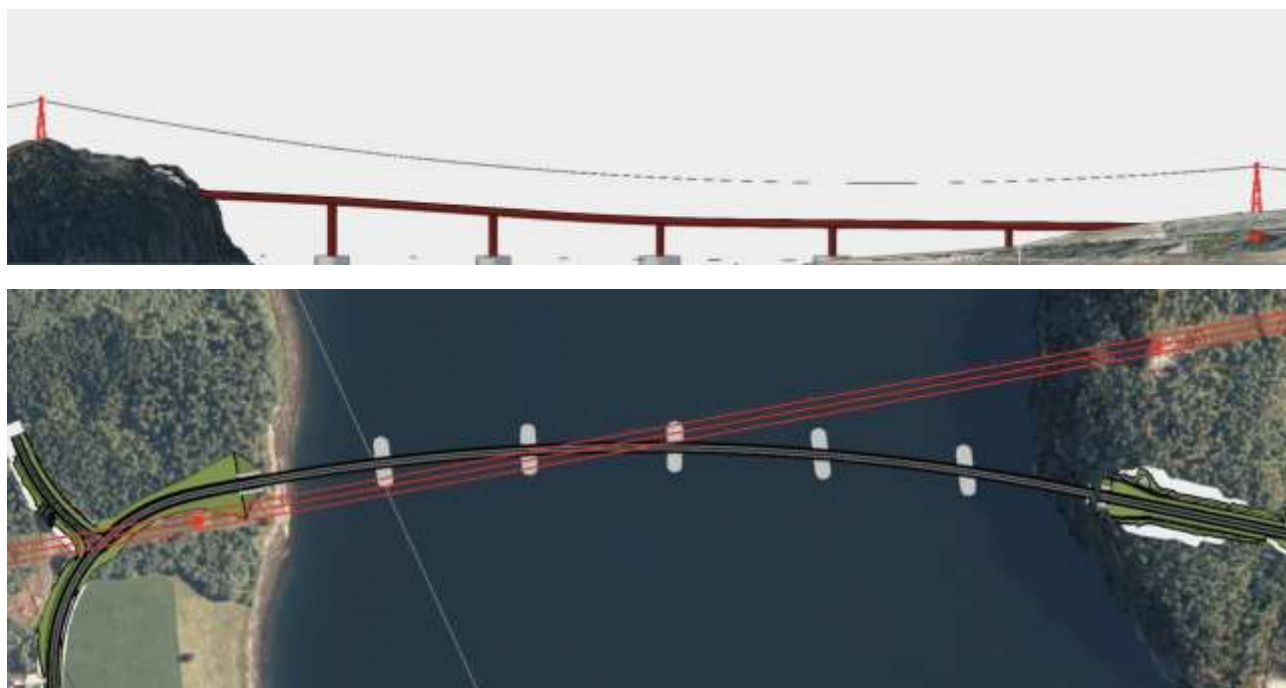
Ved å unngå sliskeoperasjoner på Jøasida som beskrevet i skisseprosjektet [7], kan inngrepet her bli beskjedent, men så lenge arbeidsoperasjonene og behovene for midlertidige installasjoner ikke er bestemt, må det reguleres et tilstrekkelig areal som midlertidig anleggsområde. Det bør dog gis føringer om at naturinngrep bør minimaliseres og at områder skal tilbakeføres til opprinnelig tilstand så langt det lar seg gjøre.

På Ølhammarsida hvor siste ende av brua skal føres på plass, vil det bli behov for midlertidige installasjoner for vinsjing, jekking, slinking og lignende operasjoner. Her må det etableres areal på nivå med underkant brukasse på sørsiden av landkaret. Arealbehov vil bli klarlagt først ved detaljprosjektering, men det må i reguleringsplanen forutsettes at det sprenges ned et ekstra platå rundt landkaret. Etter ferdig montasje kan arealet fylles opp med naturlige steinfyllinger etter en landskapsmessig plan.

Høytspennttrasé i konflikt med ny brulinje.

Brua vil ligge under / krysse traseen for eksisterende 66 kV høyspent luftspenn over fjorden. Det foreligger planer om oppgradering og endring av høyspenttraseen til 132 kV, men beslutning om realisering og tidsplan er usikker. Ved oppgradering til 132 kV vil trase over fjorden trolig bli justert, slik at traseen vil ligge utenfor

influensområdet for ny veg og bru. For vår vurdering i forprosjektet er det tatt utgangspunkt i at eksisterende 66 kV består ved etablering av ny bru.



Figur 4-7: Illustrasjon av konflikt med høyspent. Kilde Norconsult.

Dagens sikkerhetssone for 66 kV linje er ivaretatt ved den linjeføring som er foreslått for ny veg. Landkar på fastlandssida vil ikke bli berørt av traseen for dagens 66 kV, men landkar på Jøa vil ligge nært sikkerhetssonen, og tiltak i forbindelse med anleggsarbeider vil være nødvendig. Dagens 66 kV ledning er ikke av større samfunnskritisk betydning enn at den kan kobles ut i sommerhalvåret dersom det er nødvendig av sikkerhetshensyn i anleggsgjennomføringen på Jøa.

For selve brumontasjen må høyspenttraseen hensyntas dersom den ikke er flyttet før etablering av brua. Laveste punkt på kabel er vurdert av Tensio til ca. kt. + 45. Minste fri høyde mellom bruoverbygning og luftspenn er ca. 20 meter, og vil kunne være utfordrende i forbindelse med brumontasjen, spesielt om større løfteoperasjoner skal foretas. Utkobling av spenning kan være aktuelt. Dette må avtales mellom netteier og utbygger.

5 Silingsprosess: Optimalisering av konsept

5.1 Optimalisering av veglinje

5.1.1 Heving av veglinja på Ølhammaren

Skisseprosjektet [7] la til grunn at veglinja på Ølhammaren skulle ligge i tunnel det siste stykket ut til brufestet. Geologiske vurderinger påpekte at tunneloverdekning var liten, og usikker bergkvalitet kunne medføre stort sikringsbehov i tunnelen. I tillegg var det noe usikkerhet i forhold til bergkvalitet i aktuelt landkarområde. Løsningen hadde derfor en god del usikkerhet knyttet til seg.

Med bakgrunn i ingeniørgeologisk befaring, vurdering av tunnelkostnader samt anleggstekniske forhold i forbindelse med etablering av landkar og installering av flytebru, er alternativet med hevet veglinje med bergskjæring uten tunnel vurdert som et bedre konsept. For selve flytebrukonstruksjonen medførte dette noen meter lengre bru, og høyere søyler på «høydelen» mot Ølhammaren. Denne hevingen av brua ble ikke vurdert som spesielt kostnadsdrivende for brua ut over noen lengre søyler i aksene nærmest fastlandet. Veglinje i bergskjæring er bedre og rimeligere enn tunnel. Brufestet ligger på et høyere nivå med bedre bergkvalitet, og anleggsmessig for bruarbeider vil tilkomsten være mye enklere. Landskapsmessig vil en skjæring i stedet for tunnel kunne virke mindre gunstig, men god bearbeiding av skjæringer med paller og vegetasjon vil dempe virkningen av inngrepet. Det ekstra berguttaket bidrar til at massebalansen på fastlandssida blir god, og trolig vil kvalitetsmasser til vegoverbygning kunne komme fra skjæringen gjennom Ølhammaren.

5.1.2 Redusert krumning i horisontalplanet

I skisseprosjektet lå brua i en konstant kurve med radius på $R=1100$ meter. Denne horisontalkurvaturen gir brua stivhet i horisontalplanet, samtidig som den muliggjør at tvangskrefter fra temperaturløsnings tas opp som bøyespenninger istedenfor aksialspenninger i bruoverbygningen.

I forprosjektet ble denne horisontalkrumningen redusert til en radius på $R=1600$ meter. Dette gjør brua litt kortere, samtidig som at det ble funnet at dette er tilstrekkelig for å ivareta de ovennevnte formålene.

5.2 Valg av opplagerbetingelser ved landkar

N400 pkt. 4.11.1 [1] tillater i utgangspunktet ikke knekk i kjørebanelen for flytebruer ved fartsgrense over 70 km/t. Ved fartsgrense mindre eller lik 70 km/t stilles det isteden krav til største rotasjoner i vertikalplanet. I praksis betyr dette at leddet oppførsel i vertikalretning ikke tillates for flytebruer med fartsgrense på 80 km/t eller høyere.

En momentstiv opplagringsløsning har flere uheldige og kostnadsøkende effekter. Det gir store tvangsmomenter mot brubjelkens ender både fra tidevann og fra dynamiske miljølaste. Erfaringsmessig gir dette økning i mengder, både i stålkaassen og i landkar, og det er teknisk utfordrende å få til en god detalj. En slik løsning kompliserer landkaret, selve opplagringen av brubjelken og siden tvangskreftene øker med øket stivhet havner man fort i en utfordrende dimensjoneringsspiral med økende dimensjoner og mengder for å få tilstrekkelig kapasitet.

En opplagerløsning som er beskrevet nærmere i kap. 3.5 med leddet oppførsel i vertikalplanet er dermed vurdert som den beste for dette prosjektet.

I kap. 8.4 er det utført kontroll mot rotasjonskravene i N400 for flytebruer med fartsgrense mindre eller lik 70 km/t. Som det kommer frem, har flytebrua til Jøa lave rotasjoner, langt under kravene satt i N400. Grunnet disse lave rotasjonene for flytebrua til Jøa er det innvilget et fravik til dette kravet i N400, slik at fartsgrense på 80 km/t tillates over brua.

5.3 Valg av pontongløsning

Fra skisseprosjektet [7] som lå til grunn for dette forprosjekt for flytebru til Jøa, ble det anbefalt en løsning med pontonger av stål. Det ble også vurdert et alternativ der pontongene utføres i betong, men det ble konkludert at dette ville gi en økning i entreprisekostnad på ca. 10 % og dermed ble løsningen med stålponotong anbefalt.

Da det er vedlikeholdsmessige fordeler med betong-pontonger, ble det gjort en ny vurdering av pontongløsning i forprosjektet i samråd med Trøndelag fylkeskommune (TRFK). Under oppsummeres noen overordnede vurderinger som førte frem til at betongpontonger ble lagt til grunn i forprosjektet.

5.3.1 Bakgrunn og erfaringer

I Norge eksisterer det to flytebruer på pontonger, Bergsøysundbrua og Nordhordlandsbrua, som begge har vært i drift siden første halvdel av 90-tallet. Begge disse bruene er utført med betong-pontonger og i løpet av disse ca. 30 årene med driftserfaringer har man så vidt oss bekjent hatt lite utfordringer med vedlikehold av disse pontongene. Overflatebehandlingen av ståloverbygningen på begge bruene har derimot gjennomgått betydelig vedlikehold de senere årene. Det er også noen eksisterende flytebruer i USA, men også disse er utført med betong-pontonger.

Gjennom de siste 10 årene har det i Norge pågått betydelig utvikling av fjordkryssingsteknologi for å muliggjøre en ferjefri E39 langs Vestlandet. Flytebruer av ulike typer har vært vurdert for flere fjordkryssinger. Bjørnafjorden er fjordkryssingen som har kommet lengst i detaljeringen, der det utvikles et 5 km langt flytebrukonsept. Dette prosjektet har vært en viktig del av videreutviklingen av flytebruteknologien i Norge de siste årene. I de tidlige fasene av Bjørnafjordprosjektet var det pontonger av betong som ble lagt til grunn. For å optimalisere entreprisekostnadene ble det imidlertid underveis i utviklingen byttet til pontonger av stål, med en erkjennelse av at dette er vedlikeholdsmessig utfordrende.

Bjørnafjorden er ekstremt bred (5 km) og det er forhold som ikke er sammenliknbare med en flytebru til Jøa. Blant annet er det nesten 40 pontonger på Bjørnafjorden, mens på Jøa er det kun 5, og eventuelle stordriftsfordeler vil måtte vurderes ulikt. Bjørnafjorden er også en så lang og slank konstruksjon at dynamikken grunnet vind og bølger er ekstremt utfordrende og kostnadsdrivende for brua. Dynamikken fra vind og bølger er viktige på Jøa også, men da konstruksjonen er mye kortere er den ikke like sensitiv for ulike valg som Bjørnafjordenbrua er.

5.3.2 Vedlikehold av pontongløsning

Det finnes ingen driftserfaringer med vedlikehold av pontonger av stål på en flytebru i et 100 års levetidsperspektiv, og det forventes å være betydelig utfordringer med dette sammenliknet med betong-pontonger. For å minimere behovet for vedlikehold i levetiden er det for løsningen på Bjørnafjorden foreslått et system med SuperDuplex stål i skvalpesonen, og offeranoder under vann for stålponotongene. Denne løsningen er også foreslått i skisseprosjektet for flytebru til Jøa [7].

For Bjørnafjorden flytebru planlegger man med at hele overflatebehandlingen til pontongene må utbedres minst en gang i løpet av levetiden, og at det i tillegg må gjøres lokale utbedringer ytterligere minst tre ganger i løpet av levetiden. Dette er utfordrende operasjoner for en delvis neddykket pontong ute i fjorden. Sammenliknet med Jøas 5 pontonger, vil det også kunne ligge ulike vurderinger til grunn når en slik vedlikeholdsoperasjon skal utføres på ca. 40 pontonger.

I tillegg til generell degradering av overflatebehandlingen fra miljøpåvirkninger vil frekvente skip/båtpåkjørsler kunne være en vedlikeholdsutfordring for et stålponotngalternativ. Brukonstruksjonen må kunne tåle store skipsstøt ved et ulykkestilfelle. Slike støtenergier estimeres med en risikoanalyse der det anslås en støtenergi med en returperiode på 10 000 år eller 100 år. I tillegg til slike ekstreme støt kan det oppstå mer frekvente støt fra mindre båter/skip med lavere energi. Disse vil ikke ha noen kapasitetskonsekvens for selve konstruksjonen, men de kan lage bulker eller skader som krever utbedring i en stålponotong. Liknende støt vil sannsynligvis ikke påføre skade på en betongpontong.

Både Nordhordlandsbrua og Bergsøysundbrua har de senere år blitt påkjørt av skip som har gitt skader på ståloverbygningen. Det er for oss ikke kjente skader som har medført behov for utbedring på betongpontongene til disse bruene.

5.3.3 Mengder og entreprisekostnad

Det er ikke utført en detaljert vurdering av konsekvens for mengder ved å benytte betongpontonger eller stålponter i dette forprosjektet. I skisseprosjektet [7] ble det estimert en økning i entreprisekostnad grunnet økte stålmengder i overbygningen på 10 % ved å benytte betongpontonger kontra stålponter. Det er forventet at mengdene går opp ved bruk av betongpontonger, da disse flyter dypere i vannet og gir større eksitasjon til flytebrua fra bølgelaster. Bildet er imidlertid komplekst, da tynge betongpontonger kan flytte egenperioder og endre resonant dynamisk forsterkning av viktige moder. Allikevel, er erfaringen at det forventes en økning av mengder ved å benytte betongpontonger, og ca. 10% kan være rimelig å forvente.

5.3.4 Begrunnelse for valgt løsning

TRFK vektet tungt at den forutsatte løsningen ikke skulle ha behov for vesentlig vedlikehold av pontongene i løpet av konstruksjonens levetid på 100 år.

Det er ingen driftserfaringer med flytebruer med stålponter, og det er ikke kjent løsninger som med konfidens kan dokumentere at det ikke vil være behov for betydelig vedlikehold av slike pontonger i løpet av 100 år. Derfor ble det konkludert med å forfølge et flytebrualternativ utført med pontonger av betong i dette forprosjektet. Dette vil medføre en økning i entreprisekostnad, men løsningen er vurdert å ha overveiende fordeler under drift og vedlikeholdsfasen.

6 Mengder og grunnlag for kostnadsestimat

I Figur 6-1 er hovedmengdene for en flytebru til Jøa oppsummert. Disse mengdene kan ansees som et beste estimat på nåværende tidspunkt, og det vil være noe usikkerhet knyttet til mengdene gitt usikkerheten som ligger i planfasen.

Det er stålmengdene i overbygningen som driver kostnadene, og nødvendige dimensjoner styres av dynamiske virkninger fra vindsjøbølger. Det at det er dynamiske effekter som driver dimensjonene er uvanlig sammenliknet med andre typer bruer, så usikkerhetene i mengder vil derfor kunne være noe høyere enn for mer konvensjonelle brutyper.

Byggemetoden vil kreve kompliserte marine operasjoner. Dette er tilfelle også for andre brutyper der eksempelvis større løft fra flytende kran kan være aktuelle problemstillinger. Allikevel er operasjonene som kreves for installasjon av en flytebru til Jøa spesielle da det vil innebære samstilling av større konstruksjonsdeler i flytende tilstand, samt slep og installasjon av en 600 meter lang flytende konstruksjon.

Det er altså noen spesielle aspekter med en flytebru til Jøa som kan påvirke usikkerheter i mengder og riggpåslag for et kostnadsestimat.

Det ble utført et anslag for prosjektet Jøa t'land i Trondheim 16. oktober 2024. Anslaget er dokumentert i en egen rapport [9].

Hovedelementer med underposter	Materiale	Enhet	Mengde	Kommentar
		Sannsynlig		
B Konstruksjoner				
B1 Forberedende arbeider		RS	1	
B2 Landkar vest				
B2.1 Landkar vest Seierstad (Jøa)	Betong	m3	2514	Inkl. såle
B2.2 Ballast	Pukk	m3	2506	
B3 Landkar øst				
B3.1 Landkar øst Ølhamaren	Betong	m3	1808	Inkl. såle
B3.2 Ballast	Pukk	m3	1696	
B4 Pontonger				
B4.1 Pontinger i betong	Betong	m3	4965	
B5 Overbygning flytebru				
B5.1 Brubjelke i stål (produksjon i verksted)	Stål	tonn	4384	
B5.2 Stål i bruhode	Stål	tonn	58.4	
B5.3 Søyler på pontonger (produksjon i verksted)	Stål	tonn	776	
B6 Sammenstilling/ferdigstilling/marine operasjoner				
B6.1 Stål		tonn	5218	sum av stålposter
B6.2 Betong		m3	4965	
B7 Utstyr				
B7.1 Asfaltering	Asfalt	m2	4917	8m x brulengde forbi bal
B7.2 Skilt og oppmerking		RS	1	ikke inkludert
B7.3 Belysning		RS	1	ikke inkludert
B7.4 Rekkverk	Lengde rekkverk	m	1257	2 stk, forbi ballastkasser
B7.5 Lager		stk	12	
B7.6 Avfuktingsanlegg		RS	1	
B7.7 Øvrig teknisk		RS	1	ikke inkludert
B7.8 Fuge		RS	1	2 stk, 8m lengde
B9 Installasjon av flytebru				
B9.4 Transport og installasjon av brua på stedet		RS	1	Inkludert i B4/B5

Figur 6-1: Oppsett hovedmengder for flytebrua. Kilde Norconsult.

7 Globalanalyse

7.1 Laster

7.1.1 Trafikk

Trafikklaster som vurderes er lastmodell 1 (LM1) og lastmodell 3 (LM3) iht. Eurokode 1-2 [2].

7.1.1.1 Trafikklaster i lastmodell 1 (LM1)

Trafikklastintensiteten kan skaleres iht. trafikklastforskriften for bruer m.m. [10] §6. for bruer med spennvidde større enn 200 meter, hvilket er tilfelle for flytebrua til Jøa. Det defineres derfor en LM1 ordinær (se Tabell 7-1), som er iht. Eurokode 1-2 og er begrenset til en lastlengde på 200 meter, og en LM1 modifisert (se Tabell 7-3) som er skalert iht. trafikklastforskriften og gyldig for lastlengder inntil 600 meter.

Tabell 7-1: Trafikklastintensitet for LM1 ordinær iht. [2]

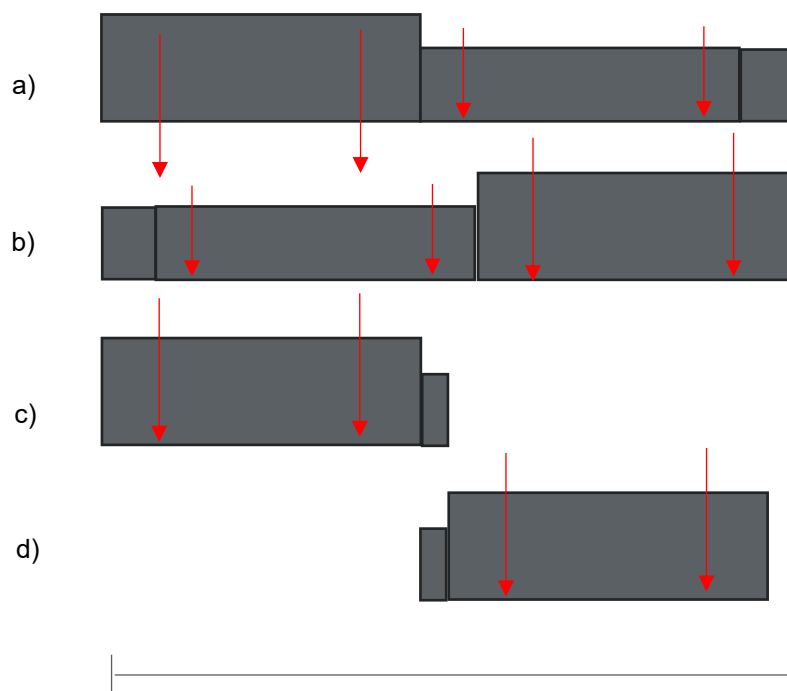
Belastet område	Feltbredde [m]	Aksellast, Q [kN]	Fordelt last (UDL), q [kN/m ²]
Felt 1	3	$2Q_1 = 2 \cdot 2 \cdot 150 = 600$	$q_1 = 0.6 \cdot 9 = 5.4$
Felt 2	3	$2Q_2 = 2 \cdot 2 \cdot 100 = 400$	$q_2 = 2.5$
Restareal	0.5	0	$q_r = 2.5$

Tabell 7-2: Skalering av trafikklastintensitet iht. [10] og [2]

Lastlengde [m]	Korreksjonsfaktor felt 1, α_{q1}	Korreksjonsfaktor restareal, α_{qr}	UDL felt 1, q_1 [kN/m ²]	UDL restareal, q_r [kN/m ²]
200 (LM1 Ordinær)	0.6	1.0	5.4	2.5
600 (LM1 Modifisert)	0.55	0.5	4.95	1.25
≥1000 (ref.)	0.5	0	4.5	0

Tabell 7-3: Trafikklastintensitet for LM1 modifisert iht. [10] og [2]

Belastet område	Feltbredde [m]	Aksellast, Q [kN]	Fordelt flatelast (UDL), q_f [kN/m ²]
Felt 1	3	$2Q_1 = 2 \cdot 2 \cdot 150 = 600$	$q_1 = 4.95$
Felt 2	3	$2Q_2 = 2 \cdot 2 \cdot 100 = 400$	$q_2 = 2.5$
Restareal	0.5	0	$q_r = 1.25$



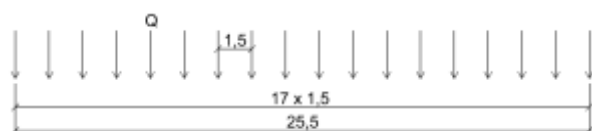
Figur 7-1: Lastfordelinger for å oppnå a) Maksimum last med minimum torsjon, b) Maksimum last med maksimum torsjon, c) Minimum torsjon, d) Maksimum torsjon.

Tabell 7-4: Trafikklast for lastmodell LM1

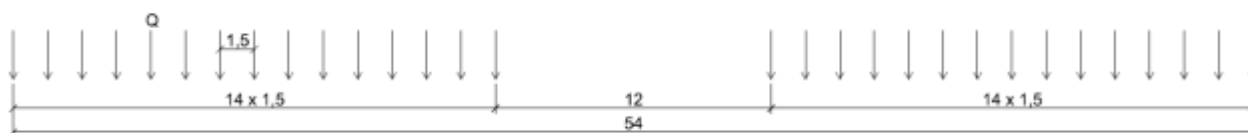
Lasttilfelle	Lastlengde	Fordelt linjelast q_l [kN/m]	Fordelt torsjon q_{lr} [kNm/m]	Aksellast, Q [kN]	Torsjon fra aksellast, Q_r [kNm]
LC1000	200	24.950	15.225	1000	550
LC1001	200	24.950	-15.225	1000	-550
LC1002	200	16.825	28.428	600	1050
LC1003	200	16.825	-28.428	600	-1050
LC1004	600	22.975	14.738	1000	550
LC1005	600	22.975	-14.738	1000	-550
LC1006	600	15.163	26.027	600	1050
LC1007	600	15.163	-26.027	600	-1050

7.1.1.2 Spesialtrafikk i lastmodell 3 (LM3)

Det vurderes også en spesialtransport iht. Eurokode 1-2 [2] som påsettes i to typer, type 1 vist i Figur 7-2 og type 2 vist i Figur 7-3. Det forutsettes sentrisk kjøring, men det skal ivareta en største eksentrisitet på +/- 0,3 meter.



Figur 7-2: Spesialtrafikk lastmodell type 1



Figur 7-3: Spesialtrafikk lastmodell type 2

Tabell 7-5: Trafikklastintensitet for LM3 iht. [2]

Modell	Total last	Aksel konfigurasjon	Akselavstand	Total lastlengde
1	2 700 kN	18 x 150 kN	17 x 1.5 m	25.5 m
2	4 500 kN	15 x 150 kN + 15 x 150 kN	14 x 1.5 m + 12m + 14 x 1.5 m	54.0 m

Disse spesialtransportene modelleres forenklet som linjelaster med en begrenset utstrekning i analysen.

Modell 1, $q_{LM3-1} = 150 \text{ kN}/1.5\text{m} = 100 \text{ kN/m}$ (lastlengde $L_{LM3-1} = 25.5\text{m}$)

Modell 2, $q_{LM3-2} = (150 \text{ kN}/1.5 \text{ m}) \cdot ((54 \text{ m} - 12 \text{ m})/54\text{m}) = 77.778 \text{ kN/m}$ (lastlengde $L_{LM3-2} = 54\text{m}$)

Begge modeller påsettes med to eksentrisiteter, +/- 0,3 meter som gir fire lastdefinisjoner som vist i Tabell 7-6.

Tabell 7-6: Trafikklasttilfeller for LM3

Last tilfelle	Modell	Lastlengde [m]	Eksentrisitet [m]	Linjelast [kN/m]	Torsjonsmoment [kNm/m]
LC1500	1	25.5	0.3	100	30
LC1501	1	25.5	-0.3	100	-30
LC1502	2	54	0.3	77.778	23.333
LC1503	2	54	-0.3	77.778	-23.333

7.1.2 Temperatur

Iht. [3] for Jøa kan følgende temperaturer med 50 års returperiode legges til grunn for dimensjoneringen:

Maksimal temperatur: $T_{max} = +32 - +34^{\circ}\text{C}$

Minimal temperatur: $T_{min} = -30 - -25^{\circ}\text{C}$.

Det settes kun på temperaturkrefter på stålverbygningen.

Stålkassen er et "Type 1" element iht. Eurokode 1-1-5 avsnitt 6.1.1 som gir følgende konstante ekstrem temperaturer over tverrsnittet iht. NA.6.1.3.1:

$$T_{e, \max} = T_{\max} + 16^{\circ}\text{C} = 34 + 16 = 50^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e, \min} = T_{\min} - 3^{\circ}\text{C} = -30 - 3 = -33^{\circ}\text{C}$$

Dette gir videre følgende temperaturendringer gitt en middeltemperatur på 10°C :

$$\Delta T_{N, \exp} = T_{e, \max} - T_0 = 50 - 10 = 40^{\circ}\text{C utvidelse}$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 + 33 = 43 \text{ °C sammentrekning}$$

Fra Eurokode 1-1-5 NA.6.1 og NA.6.2 gitt 100 mm asfalt inkl. membran:

Overkant varmere enn underkant: $\Delta T_{M,heat} = 0.7 \times 18 = 12.6$

Underkant varmere enn overkant: $\Delta T_{M,cool} = 1.20 \times 13 = 15.6$

De kombinerte temperatureffektene kan da bestemmes iht. Eurokode 1-1-5 avsnitt 6.1.5 og NA. 6.1.5:

$$\Delta T_{N^+} = +40 \text{ °C} \quad \omega_N = 0,35 \quad \Delta T'_{N^+} = +40 \times 0,35 = +14.0 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N^-} = -43 \text{ °C} \quad \omega_N = 0,35 \quad \Delta T'_{N^-} = -43 \times 0,35 = -15.05 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M^+} = +12.6 \text{ °C} \quad \omega_M = 0,75 \quad \Delta T'_{M^+} = +12.6 \times 0,75 = +9.45 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M^-} = -15.6 \text{ °C} \quad \omega_M = 0,75 \quad \Delta T'_{M^-} = -15.6 \times 0,75 = -11.7 \text{ °C}$$

Tabell 7-7: Lokal temperaturkombinasjoner for avstivningsbæreren (H=4.25)

Temp. kombinasjon	ΔT_N [°C]	ΔT_M [°C]	Gradient
LC100	+40	+9.45	2.22
LC101	+40	-11.7	-2.75
LC102	-43	+9.45	2.22
LC103	-43	-11.7	-2.75
LC104	+14	+12.6	2.96
LC105	+14	-15.6	-3.67
LC106	-15.05	+12.6	2.96
LC107	-15.05	-15.6	-3.67

7.1.3 Vind

7.1.3.1 Middelvindhastighet og turbulensintensitet

I skisseprosjektet ble det etablert en metocean design basis som beskriver vindforholdene på brustedet [4]. Det er ikke foretatt målinger eller simuleringer med numeriske meteorologiske modeller for stedet og vindklimaet er basert på vindlaststandarden [11] med referanseverdier for Namsos kommune.

Jøa ligger imidlertid lengre ut mot kysten enn mesteparten av Namsos kommune, og det vurderes derfor mer passende å benytte referanseverdier fra Fosnes kommune i forprosjektet. Dette gir noe høyere vindhastigheter iht. [11] tabell NA.4(901.1). Terrenget er relativt åpent, og særlig for de viktige vindretningene på langs av Gyltfjorden så vurderes terrengkategori I som passende for å beskrive vindprofilen.

Vertikalprofilen for middelvindhastigheten kan da beskrives som følger iht. [11]:

$$v_m(z) = v_{b,0} k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

Der

$v_{b,0}$ = basis vindhastighet ved 10m høyde med 50 års returperiode. For Fosnes kommune = 29 m/s

k_r = Terrengruhetsparameter. For terrengkategori I = 0.17

z = høyde over terreng/vann [m]

z_0 = ruhetslengde [m]. For terrengkategori I = 0.01

Det benyttes ingen reduksjon for retningsfaktorer. Årsaken til dette er at det for sund og fjorder ofte er betydelige lokale terreng effekter som kanalisere vinden på langs av fjorden. Fra Tabell NA.4(901.4) i [11] er det heller ikke indikasjoner på betydelige mesoskala retningsreduksjoner for Trøndelag vest.

Tabell 7-8: Terrengruhetsparametere

Vindretning	Terrengruhetsparameter, k_r	Ruhetslengden, z_0
Vinkelrett på bru	0.11	0.0011

For å estimere vindhastigheter med andre returperioder enn 50 år kan vindhastigheten skaleres med følgende faktor:

$$C_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^n$$

der $K = 0.2$ og $n = 0.5$ og sannsynligheten p kan beregnes som følger:

$$p = 1 - \exp\left(-\frac{1}{R}\right)$$

der R er returperiode i år.

Tabell 7-9: Sannsynlighetsfaktor for ulike returperioder

Returperiode [år]	1	2	10	50	100	500
Sannsynlighet, p	0.632	0.393	0.095	0.020	0.010	0.002
Sannsynlighetsfaktor, C_{prob}	0.749	0.80	0.91	1.00	1.04	1.12

Turbulensintensiteten beregnes som følger:

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u}{v_m(z)} = \frac{k_l}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

der

k_l = Turbulensfaktoren og settes erfaringsbasert til 1.3.

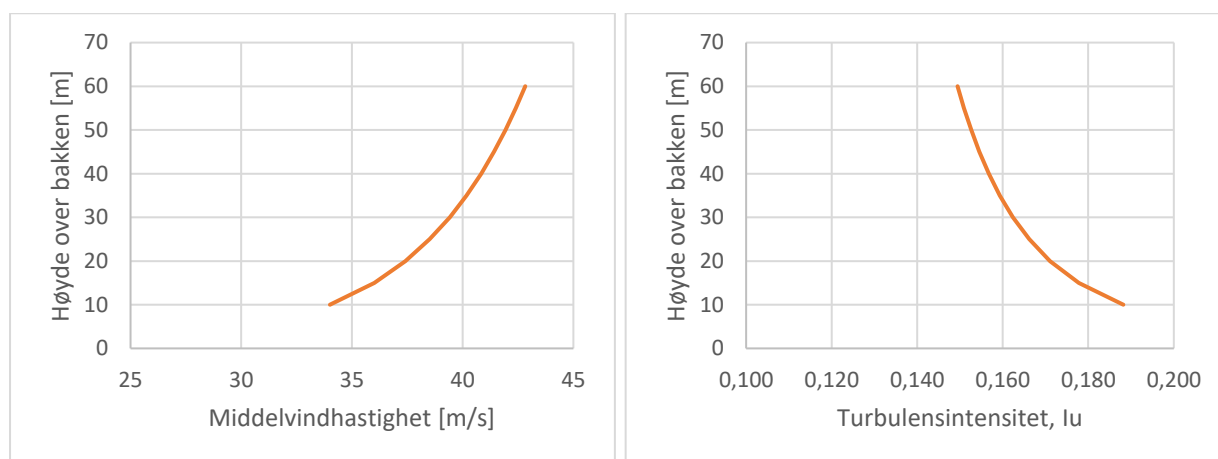
Basert på dette kan en vindkasthastighet beregnes som følger:

$$v_{gust}(z) = v_m(z) \sqrt{1 + 7I_u(z)}$$

Iht. N400 pkt. 5.6.6-2 [1] skal vindlasten som kombineres med trafikk beregnes etter et vindfelt med vindkasthastighet på 35 m/s på brubanens høyeste punkt. For flytebrua til Jøa blir dette på ca. kote 40 meter. Et annet alternativ er å definere et vindfelt med lavere returperiode, eksempelvis 1-år, som kombineres med trafikk. Begge alternativer er vist i Tabell 7-10.

Tabell 7-10: Vertikalprofiler for vind og turbulens med 10-minutters varighet

	Vind uten trafikk, 50-år			Vind med trafikk iht. N400 [1]		Vind med trafikk 1-år	
Height, z [m]	$v_m(z)$, [m/s]	$I_u(z)$	$v_{gust}(z)$, [m/s]	$v_m(z)$, [m/s]	$v_{gust}(z)$, [m/s]	$v_m(z)$, [m/s]	$v_{gust}(z)$, [m/s]
10	34.0	0.188	51.8	20.2	30.7	25.5	38.8
15	36.0	0.178	53.9	21.4	32.0	27.0	40.4
20	37.4	0.171	55.5	22.2	32.9	28.0	41.6
25	38.5	0.166	56.6	22.8	33.6	28.9	42.5
30	39.4	0.162	57.6	23.4	34.2	29.5	43.2
35	40.2	0.159	58.4	23.8	34.7	30.1	43.8
40	40.8	0.157	59.1	24.2	35.1	30.6	44.3



Figur 7-4: Vertikalprofiler for middelvindhastighet og turbulensintensitet for turbulenskomponent langs vindretningen.

7.1.3.2 Turbulensspekter

Turbulens spekteret defineres iht. N400 kapittel 5.6.5 [1]:

$$\frac{nS_i}{\sigma_i^2} = \frac{A_i \hat{n}_i}{(1 + 1,5A_i \hat{n}_i)^{\frac{5}{3}}}, \quad i = u, v, w$$

$$\hat{n}_i = \frac{nL_i}{v_m}$$

der

n = frekvens [Hz]

S_i = Auto-spektraltetthet for turbulenskomponent i

σ_i = Standardavviket til turbulenskomponent i

L_i = Turbulens lengdeskala for component i

A_i = Ikke-dimensjonal spektralparameter som iht. N400 settes til $A_u = 6.8$, $A_v = A_w = 9.4$

Turbulenslengdeskalaene beregnes som følger:

$$L_u = 100m * \left(\frac{z}{10m}\right)^{0.3} = 100m * \left(\frac{25m}{10m}\right)^{0.3} = 132m$$

$$L_u = 132 \text{ m}$$

$$L_v = 0,25 L_u = 33 \text{ m}$$

$$L_w = L_u/12 = 11 \text{ m}$$

Co-spekteret definerer romlig korrelasjon og defineres som følger:

$$\widehat{C}_{\theta_{ii}}(\Delta s, n) = \exp\left(-c_{ij} \frac{n\Delta s}{v_m}\right)$$

der

Δs = avstand mellom to betraktete punkter, $s = x, y, z$

$$c_{ij} = \{c_{uy} = c_{uz} = 10, c_{vy} = c_{vz} = c_{wy} = 6,5, c_{wz} = 3,0\}$$

7.1.4 Bølger

Bølgeinformasjonen presentert i [4] er basert på numeriske simuleringer. Det er ikke oppgitt hvilken midlingsperiode som er lagt til grunn, men normalt benyttes 3 timers intervaller for bølgelaster. Det antas at bølgedataene er gyldige også for 1 timesintervall uten korreksjon. Resulterende verdier for signifikant bølgehøyde, H_s , og bølgetopp-periode, T_p , er gjengitt i Tabell 7-11.

Tabell 7-11: Hovedparametere for bølgelaster, Signifikant bølgehøyde, H_s , og bølgetopp-periode, T_p . Middlingsperiode er 3 h

Returperiode [år]	Bølgeretning [deg]	H_s [m]	T_p [s]
1	Nord (0-30 grader)	1.1	4.4
	Sør (170-190 grader)	1.0	3.7
20	Nord (0-30 grader)	1.4	4.9
	Sør (170-190 grader)	1.1	4.4
50	Nord (0-30 grader)	1.5	5.0
	Sør (170-190 grader)	1.2	4.5
100	Nord (0-30 grader)	1.6	5.1
	Sør (170-190 grader)	1.2	4.5

Overflatehevingen beskrives med et JONSWAP spekter iht. anbefaling i N400 pkt. 5.9.1-2 [1], definert som følger (DNV-GL, 2017):

$$S_J(\omega) = A_\gamma \frac{5}{16} H_s^2 \omega_p^4 \omega^{-5} \exp\left(-\frac{5}{4} \left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^4\right) \gamma^{\exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\omega - \omega_p}{\sigma \omega_p}\right)^2\right)}$$

der H_s er signifikant bølgehøyde, ω_p er bølgetoppfrekvensen og $A_\gamma = 1 - 0.287 \ln(\gamma)$. Den ikke-dimensjonal spektral-toppform-parameter γ og spektral-breddeform-parameteren σ er definert under:

$$\sigma = \begin{cases} 0.07, & \omega \leq \omega_p \\ 0.09, & \omega \geq \omega_p \end{cases}$$

$$\gamma = \begin{cases} 5, & \frac{T_p}{\sqrt{H_s}} \leq 3.6 \\ \exp\left(5.75 - 1.15 \frac{T_p}{H_s}\right), & 3.6 < \frac{T_p}{\sqrt{H_s}} < 5 \\ 1, & 5 \leq \frac{T_p}{\sqrt{H_s}} \end{cases}$$

7.1.5 Kombinasjon av vind og bølger

Det er behov for å definere to miljølastkondisjoner; en miljølastkondisjon som ikke kombineres med trafikkklaster da brua vil være stengt for trafikk, og en miljølastkondisjon som skal kombineres med trafikkklaster.

Iht. N400 pkt. 5.6.6-1 skal bruer dimensjoneres etter et vindfelt med 50-års returperiode. Samtidig står det i pkt. 4.11.3 at karakteristisk last for bruddgrensetilstanden skal defineres med midlere returperiode på 100 år. Pkt. 5.15-4 i N400 er også relevant i denne sammenheng, der det defineres at miljølastene fra vind og bølger skal betraktes som en last der lastparameterne kan bestemmes etter miljøkonturmetoden for å gi en sammenhengende lastkondisjon med ønsket returperiode. Basert på en samlet vurdering defineres derfor miljølastkondisjonen med kombinert vind og bølger som ikke kombineres med trafikkklaster som en bølgekondisjon med 100 års returperiode i kombinasjon med et vindfelt med 50 års returperiode.

Lasten som skal kombineres med trafikk er ikke entydig definert i N400 når naturlasten består av kombinert vind og bølger. Det er spesifikt definert for vind alene basert på en kastvindhastighet som beskrevet i kapittel 7.1.3, men det er en utfordring å kombinere direkte med bølger. Det velges derfor å definere naturlastkondisjonen som skal kombineres med trafikk som kombinasjonen av et vindfelt og en bølgelast, begge med 1-års returperiode. Som det fremkommer av Tabell 7-10 gir dette et konservativt vindfelt. For å kompensere noe for dette benyttes samme statiske lastkoeffisienter for brutverrsnittet både med og uten trafikk, selv om vindfanget med trafikk ellers ville vært øket iht. N400 pkt. 5.6.6-2. Det forventes at dette valget i sum gir et konservativt estimat på samlet miljølastkondisjon.

Vindfeltkarakteristikkene som er angitt i kapittel 7.1.3 er basert på en korttidsperiode på 10 minutter. Samtidig er bølgespesifikasjonene gjerne angitt med en mye lenger korttidsperiode, ofte 3 timer. Som et kompromiss defineres ofte lasten med et 1 times korttidsvindu når vind og bølger skal kombineres. Iht. [12] kan vindfeltet fra et 1-times korttidsvindu estimeres ved å redusere vindhastigheten fra en 10-minutters midlingsperiode med 7 %.

7.1.6 Strøm

Det estimeres en dimensjonerende strømhastighet på 1 m/s. Dette er en konservativ vurdering grunnet manglende informasjon. Denne hastigheten påsettes både som en jevnt fordelt strøm og som en skjærstrøm i sundet.

Det forutsettes en drag-koeffisient for pontongene på $C_d = 0.8$ uavhengig av strømrøtning og angrepsvinkel. Dette vurderes i sum som en konservativ forenkling.

Dette resulterer i følgende kraft per pontong der det er benyttet referanse areal for en betong pontong.

$$F_{\text{strom}} = 0.5 \cdot \rho_{\text{vann}} \cdot U^2 \cdot A_{\text{ref}} \cdot C_d = 0.5 \cdot 1025 \text{ kg/m}^3 \cdot (1 \text{ m/s})^2 \cdot 7 \text{ m} \cdot 12 \text{ m} = 43.05 \text{ kN}$$

7.1.7 Tidevann

For tidevann benyttes samme verdier som benyttet i skisseprosjektet [5].

Tabell 3-4 Tidevannsdata [cm] for Jøa (Namsos, Trøndelag), fra [5].

Høyvann 100 år	223
Høyvann 1 år	174
Høyeste astronomiske tidevann (HAT)	150
Middelvann (1996-2014)	0
Laveste astronomiske tidevann (LAT)	-154
Lavvann 1 år	-158
Lavvann 20 år	-184

Figur 7-5: Tidevannstabell som benyttet i [5]

Tidevann påsettes som en kraft i modellen, som tilsvarer kraften som kreves for å deformere vannplanstivheten i hiv tilsvarende tidevannsvariasjonen.

Dette resulterer i følgende kraft per pontong basert på vannplansstivheten til betongpontongene:

$$F_{\text{hoyvann}} = \Delta_{\text{hoyvann}} \cdot K_{\text{pont,hiv}} = 0.223\text{m} \cdot 4287 \text{ kN/m} = 956 \text{ kN}$$

$$F_{\text{lavvann}} = \Delta_{\text{lavvann}} \cdot K_{\text{pont,hiv}} = -0.184\text{m} \cdot 4287 \text{ kN/m} = -789 \text{ kN}$$

7.1.8 Skipspåkjørsel

Det er utført en forenklet risikovurdering for skipsstøt i skisseprosjektet [5]. Det er lite skipstrafikk i området, og det vurderes at den nevnte vurderingen er tilstrekkelig som grunnlag for undersøkelsene av skipsstøt som utføres i dette forprosjektet.

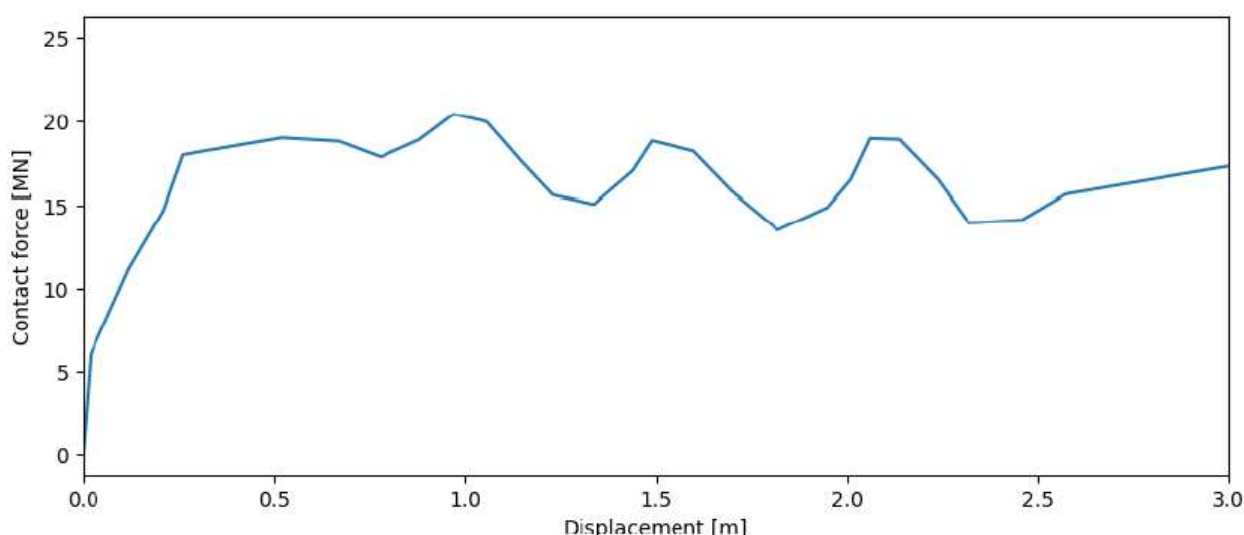
Det er vurdert to skip som er aktuelle, en 200 tons Hurtigbåt og en 1500 tons Brønnbåt.

Tabell 3-5 Valgte designskip for krysningen. Skip i grått er tatt med som en sensitivitetsstudie og er ikke vurdert som dimensjonerende.

Type	Deplasement [tonn]	Hastighet [knop]	Energy [MJ]
Hurtigbåt	200	25	17
Brønnbåt	1500	10	42
Brønnbåt2	3000	10	42
Reefer	5000	10	69

Figur 7-6: Relevante skipsstøt for flytebru over Jøa [5]

Videre er det estimert en kvasistatisk kraft basert på en kraft-inntrengningskurve som vist under. Merk at denne kraft-inntrengningskurven er basert på en stålponjong.



Figur 7-7: Estimert kraft-inntrengningskurve for kollisjon mellom skip og stålponjong [5]

Eurokode 1-7 [6] angir veiledende støtverdier for skipsstøt. Disse verdiene er basert på vesentlig stivere støtmekanismer enn det som er tilfellet for kraft-inntrengningskurven vist over for et støt på en relativt myk stålponlong, men kan benyttes som konservative estimater for et støt mot en betongponlong.

Tabell C.4 – Veiledende verdier for dynamiske interaksjonskrefter forårsaket av støt fra havgående fartøyer

Skipsklasse	Lengde ℓ = (m)	Masse m^a (tonn)	Kraft $F_{dx}^{b,c}$ (kN)	Kraft $F_{dy}^{b,c}$ (kN)
Liten	50	3 000	30 000	15 000
Middels	100	10 000	80 000	40 000
Stor	200	40 000	240 000	120 000
Svært stor	300	100 000	460 000	230 000

^a Massen m i tonn (1 tonn = 1 000 kg) er fartøyets totale masse, medregnet skipskonstruksjonen, last og drivstoff. Den omtales ofte som deplasement. Den omfatter ikke hydrodynamisk tilleggsmasse.

^b Kreftene som er angitt, tilsvarer en hastighet på omkring 5,0 m/s. De omfatter virkningene av hydrodynamisk tilleggsmasse.

^c Der det er aktuelt, bør virkningen av bulber tas hensyn til.

Figur 7-8: Skipsstøtkrefter iht. [6]

Iht. tabellen vist over faller de aktuelle båtene innunder klassen *Liten*, da den største aktuelle båten har en estimert masse på 1500 tonn. Videre anbefales det i Eurokode 1-7 pkt. C.4.2 (2) at kreftene gitt i tabellen over multipliseres med en dynamisk forsterkning på 1,3 for frontalstøt og 1,7 for sideveis støt. Da Skipsklasse *Liten* skal dekke fartøyer opp til 3000 tonn, det dobbelte av det som er aktuelt for dette brustedet, vurderes det tilstrekkelig å benytte kreftene oppgitt i tabellen direkte, uten dynamisk forsterkning.

For stålponlonger benyttes dermed følgende kvasi-statiske last:

$$F_{dx,s} = 20 \text{ MN}$$

For betongponlonger benyttes dermed følgende kvasi-statiske last:

$$F_{dx,b} = 30 \text{ MN}$$

Støt mot en stålponlong er altså estimert å gi et flyteplatå på ca. 20 MN. For å hensynta det stivere støtet mot en betongponlong antas en liknende kraft-inntrengningsutvikling, men der flyteplatået etableres på et høyere nivå, altså 30 MN.

7.2 Analysemodell

7.2.1 Generelt

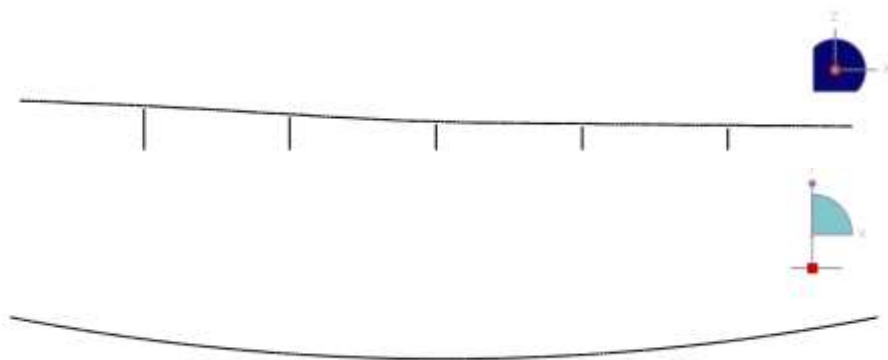
Det globale systemet er modellert med FEM analyseprogrammet ABAQUS. Analysemodellen bygges i utgangspunktet inkludert ikke-lineær oppførsel for å etablere den permanente situasjonen, heretter kalt referansetilstanden. Enkelte lastvirkningsanalyser utføres videre inkludert ikke-lineær oppførsel (temperatur, strøm, tidevann og skipsstøt), mens andre analyser baseres på en linearisert modell rundt referansetilstandens stivhetsmatrise (trafikk, bølger og vind).

7.2.2 Geometri

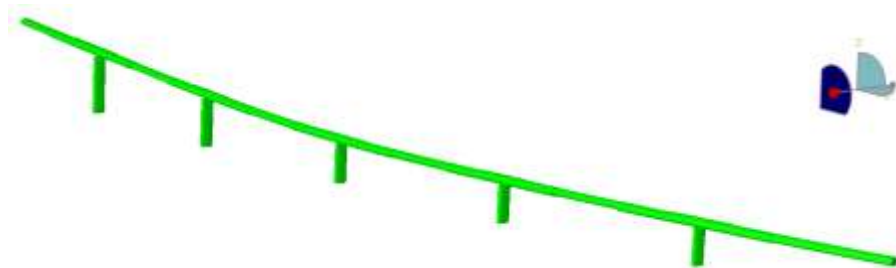
Nøkkelvegeometri og randbetingelser for den globale modellen er vist i Tabell 7-12. Vertikalgeometrien følger veilinen med en vertikal offset av modellert element, slik at elementet modelleres i tverrsnittets nøytralakse. I Figur 7-9 til Figur 7-12 er modellens geometri vist. Søylenes modelleres opp til underkant brukasse, og knyttes sammen med brubjelken med *Multi-point-constraint* (MPC) koblinger i abaqus med oppførsel som en uendelig stiv bjelke uten masse. Tilleggsmasser grunnet forsterkninger i overkant av søyler inkluderes som punktmasser.

Tabell 7-12: Nøkkelinformasjon global geometri

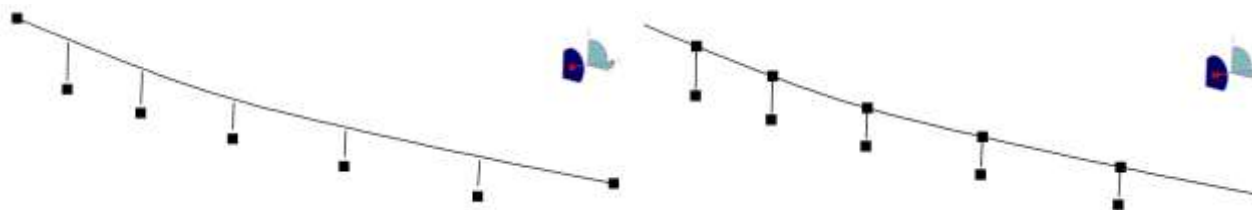
Akse	Opplegg	X [m]	Y [m]	Fjærstivhet lokal x / rx [N/m]/[Nm/m]	Fjærstivhet lokal y / ry [N/m]/[Nm/m]	Fjærstivhet lokal z / rz [N/m]/[Nm/m]
1	Landkar	0	0	Inf. / Inf.	Inf. / 0	Inf. / Inf.
2	Pontong	90.455	-14.781	0 / 4.558E8	0 / 4.802E7	4.287E6 / 0
3	Pontong	196.569	-25.428	0 / 4.558E8	0 / 4.802E7	4.287E6 / 0
4	Pontong	303.156	-28.982	0 / 4.558E8	0 / 4.802E7	4.287E6 / 0
5	Pontong	409.744	-25.428	0 / 4.558E8	0 / 4.802E7	4.287E6 / 0
6	Pontong	515.857	-14.781	0 / 4.558E8	0 / 4.802E7	4.287E6 / 0
7	Landkar	606.312	0	Inf. / Inf.	Inf. / 0	Inf. / Inf.



Figur 7-9: Geometri vist i x-z-planet og i x-y-planet



Figur 7-10: Geometri med indikasjon av tverrsnittsstivheter.



Figur 7-11: Fjærstivheter (venstre) og masser (høyre)



Figur 7-12: Pontongorientering

7.2.3 Elementinndeling

Modellen bygges opp med 2-node lineære bjelkeelementer inkludert skjærdeformasjon (ABAQUS B31 element). I både brubjelken og i søylene er typisk elementlengde ca. 3 meter.

7.2.4 Bruoverbygning

7.2.4.1 Tverrsnittsegenskaper

Stålkassens elastiske egenskaper er som følger:

$$E\text{-modul} = 2.1\text{E}11 \text{ N/m}^2$$

$$\nu = 0.3$$

$$G\text{-modul} = 8.077\text{E}10 \text{ N/m}^2$$

Siden skjærdeformasjoner er inkludert i bjelkeelementene, må skjærarealet defineres. Skjærarealet for stålkassen er definert som platearealet som kan betraktes som den projiserte lengden på veggene i bjelken for skjærkraften som vurderes. Eksempelvis for vertikalt skjær er skjærarealet definert som to ganger høyden på kassen ganger tykkelsen på de skrå og vertikale stegene. Forenklet settes skjærarealet basert på platetykkelse på 30mm for alle tverrsnittene.

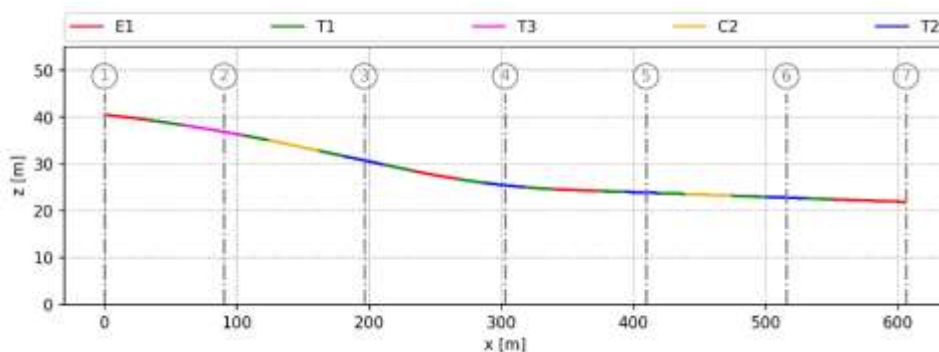
$$A_{sz} = 2 \times 4.25\text{m} \times 0.03\text{m} = 0.255\text{m}^2$$

$$A_{sy} = 2 \times 8\text{m} \times 0.03\text{m} = 0.48\text{m}^2$$

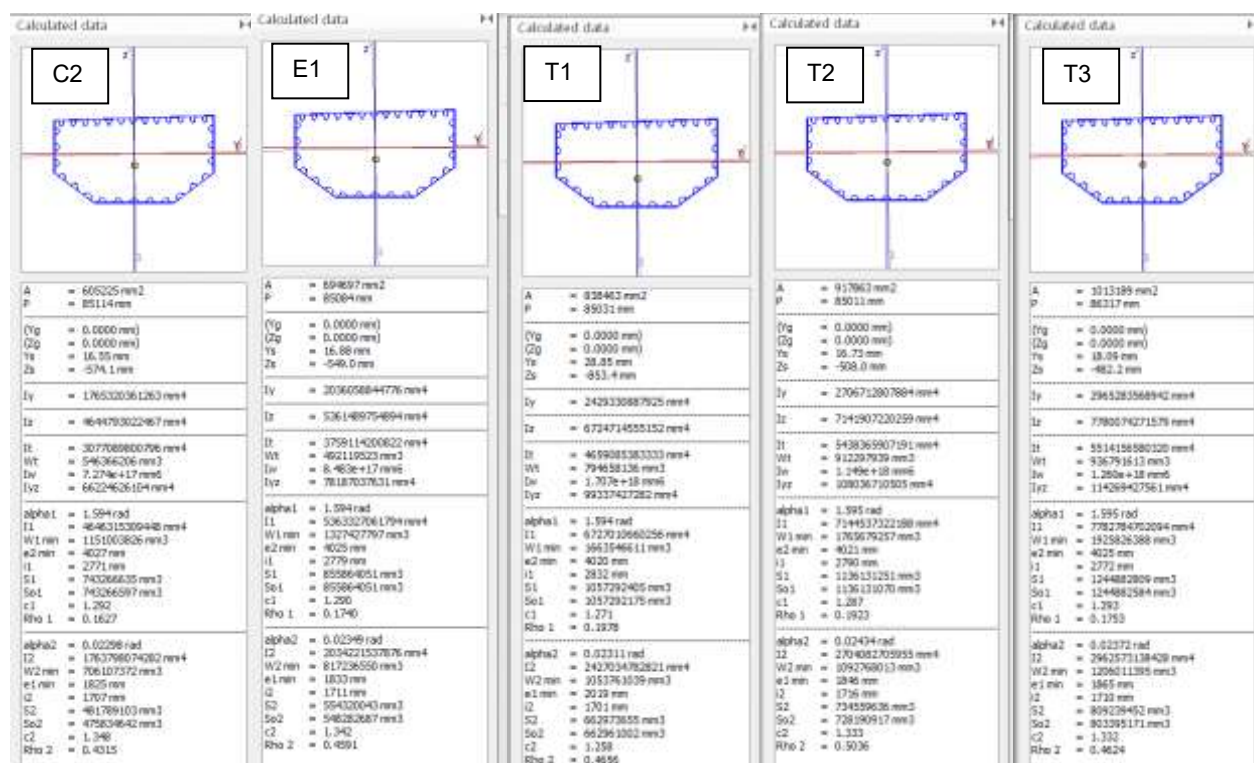
Tverrsnittsegenskapene er beregnet med FEM design section editor og gjengitt i Tabell 7-13. Fordelingen av tverrsnittene langs brua er indikert i Figur 7-13.

Tabell 7-13: Tverrsnittsegenskaper

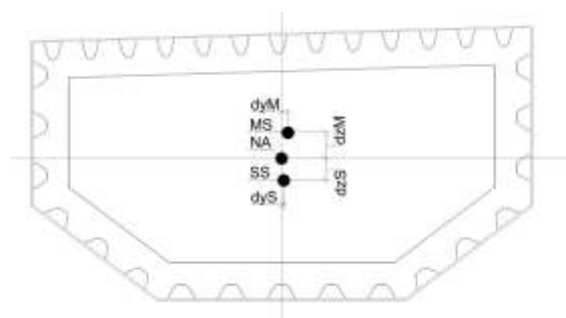
ID	A [m ²]	I _y [m ⁴]	I _z [m ⁴]	I _t [m ⁴]	I _w [m ⁶]	α [1/°C]	dz _S [m]	dy _S [m]
C2	0.605	1.765	4.645	3.077	0.727	1.2E-05	-0.574	0
E1	0.695	2.036	5.361	3.759	0.848	1.2E-05	-0.549	0
T1	0.838	2.429	6.725	4.659	1.707	1.2E-05	-0.853	0
T2	0.918	2.707	7.142	5.438	1.149	1.2E-05	-0.508	0
T3	1.013	2.965	7.780	5.514	1.26	1.2E-05	-0.482	0



Figur 7-13: Fordeling av tverrsnitt langs brua.



Figur 7-14: Detaljert tverrsnittsdata fra FEM-design section editor



Figur 7-15: Definisjon av avstander til massesenter (MS) og skjærsenter (SS)

7.2.4.2 Massemodellering

Masseegenskapene til tverrsnittene beregnes for hvert tverrsnitt og er vist i Tabell 7-14. Massesenter og rotasjonstregghet beregnes med utgangspunkt i skjærsenteret til tverrsnittet. Rotasjonstreggheten til selve kassetverrsnittet, altså langsgående stål, beregnes ved $I_M = \rho \times (I_y + I_z)$. Rotasjonstregghet til øvrige masseposter beregnes etter Steiners sats.

Tverrskottene er antatt utført som 12 mm tette skottplater med mannhull. Massen til tverrskottene er inkludert som en fordelt masse langs brubjelken. I Tabell 7-14 er tverrskottavstanden indikert i ID-kolonnen. Over pontongstøttene er tverrskottavstanden redusert til 2 meter i forhold til den generelle skottavstanden på 4 meter.

Tabell 7-14: Masseegenskaper tverrsnitt

ID	Del	m [kg/m]	m_y [kgm/m]	m_z [kgm/m]	I_M [kgm ² /m]	dyM [m]	dzM [m]
C2-4m	Stål-langs	4751	0	0	50321		
	Tverrskott	683	0	0	3842		
	Rekkverk	200	496	0	4345		
	Belegning	1326	2457	0	12480		
	SUM	6960	2953	0	70987	0.424	0
E1-4m	Stål-langs	5453	0	0	58070		
	Tverrskott	683	0	0	3823		
	Rekkverk	200	495	0	4307		
	Belegning	1326	2449	0	12281		
	SUM	7662	2944	0	78482	0.384	0
T1-4m	Stål-langs	6582	0	0	71859		
	Tverrskott	683	0	0	4114		
	Rekkverk	200	532	0	4946		
	Belegning	1326	2694	0	15706		
	SUM	8791	3226	0	96626	0.367	0
T2-2m	Stål-langs	7205	0	0	77312		
	Tverrskott	1366	0	0	7587		
	Rekkverk	200	498	0	4277		
	Belegning	1326	2470	0	12123		
	SUM	10097	2968	0	101299	0.294	0
T3-2m	Stål-langs	7954	0	0	84351		
	Tverrskott	1366	0	0	7552		
	Rekkverk	200	501	0	4266		
	Belegning	1326	2493	0	12067		
	SUM	10845	2994	0	108235	0.276	0

Det legges også inn en ekstra masse over pontongsøylene som skal hensynta eventuelle lokale forsterkninger som ikke er ytterligere detaljert i dette forprosjektet. Det legges inn masse tilsvarende to langsgående skottplater over søylene 10 meter ut til hver side av søyleaksen. Disse avstivningene antas utført som tette 12 mm plater med mannhull.

Areal plate, A: $2 \cdot (4.25 \cdot 20 - 4 \cdot (2 \cdot 1)) = 154 \text{ m}^2$

Tykkelse plate, t: 0.012 m

Tyngdetetthet, ρ : 7.850 t/m³

Masse per søyleakse, M: $154 \cdot 0.012 \cdot 7.85 = 14.506 \text{ t}$

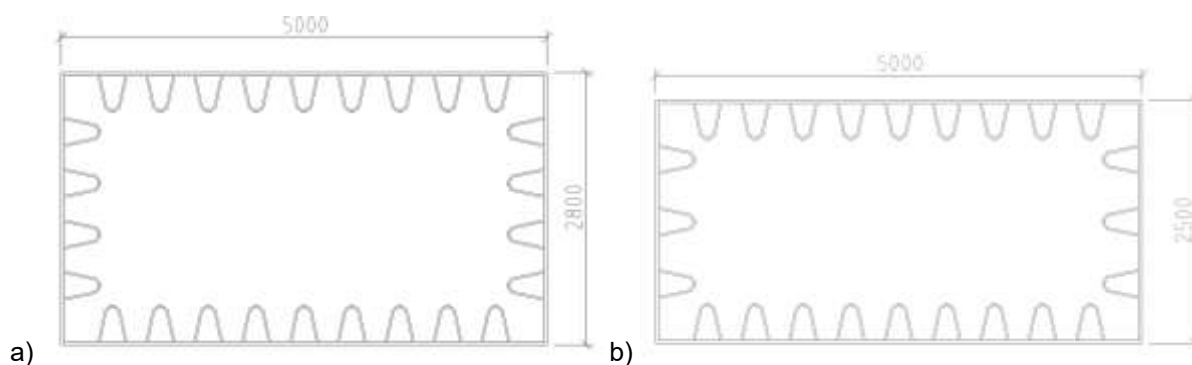
Disse massene modelleres som klump-masser over pontongsøylene.

7.2.5 Søyler

Søylene er modellert som rektangulære stivede tverrsnitt med tverrsnittsegenskaper som vist i Tabell 7-15. Massen er modellert direkte av tverrsnittsareal og en ståldensitet på 7850 kg/m³.

Tabell 7-15: Tverrsnittsegenskaper søyler

Akse	A [m ²]	I _y [m ⁴]	I _z [m ⁴]	α [1/°C]
2	0.89	1.14	2.81	1.2E-05
3-6	0.85	0.87	2.53	1.2E-05



Figur 7-16: Søyletverrsnitt, a) Akse 2, b) akse 3-6

7.2.6 Pontonger

7.2.6.1 Strukturegenskaper

Pontongene er utført i lettbetong med ytre mål BxLxH = 12x38x10.5 med estimert dypgang på 7 meter. Masseegenskaper og vannplanstivheter er gjengitt i Tabell 7-16 og Tabell 7-17.

Tabell 7-16: Masseegenskaper pontonger

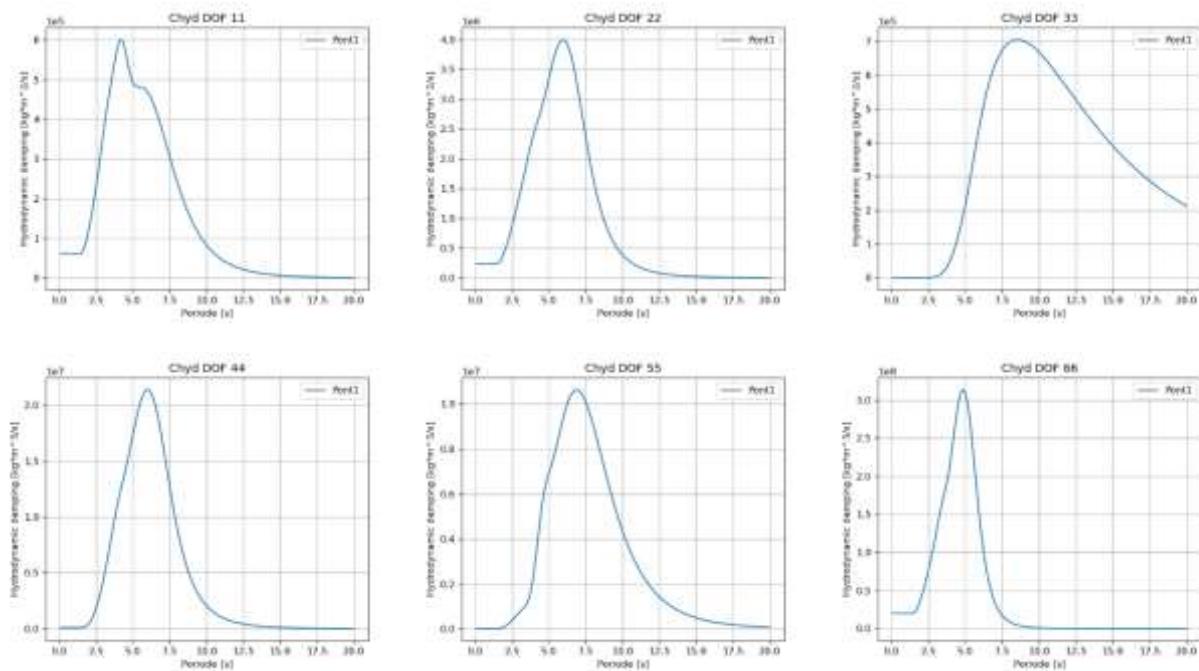
M [tonn]	I _{M,x} [tonn*m ² /m]	I _{M,y} [tonn*m ² /m]	I _{M,z} [tonn*m ² /m]
2161	6845	2161	6845

Tabell 7-17: Vannplanstivheter pontonger

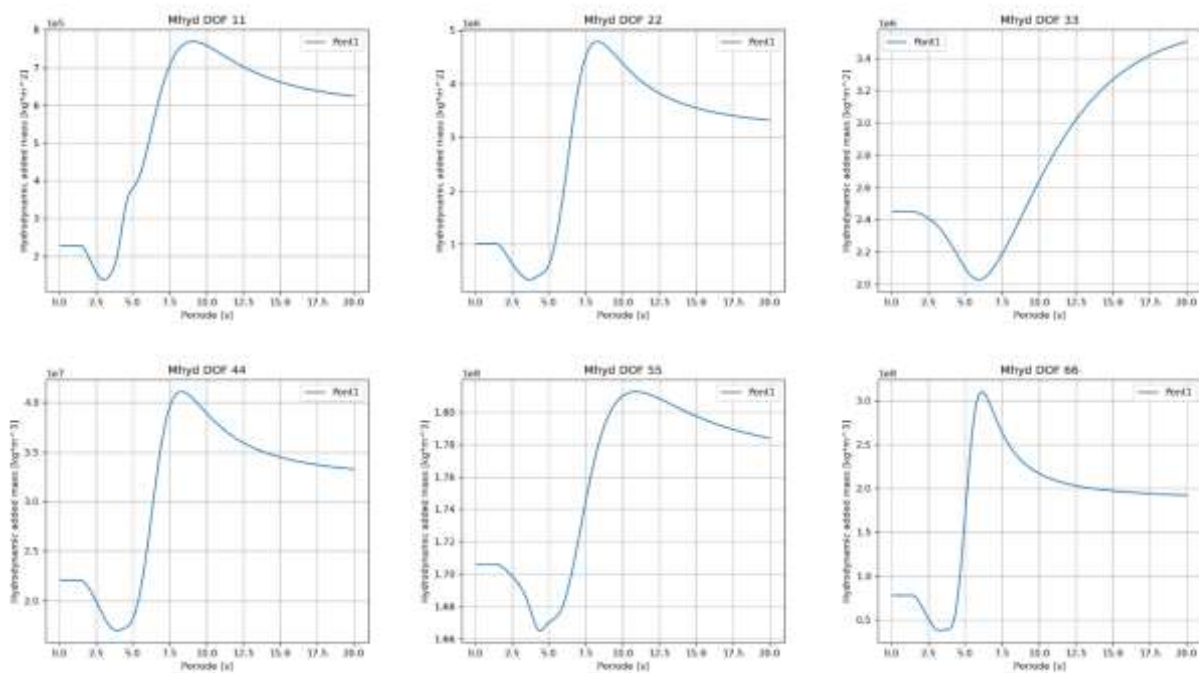
K33 [kN/m]	K44 [kNm/rad]	K55 [kNm/rad]
4287	455780	48022

7.2.6.2 Hydrodynamikk

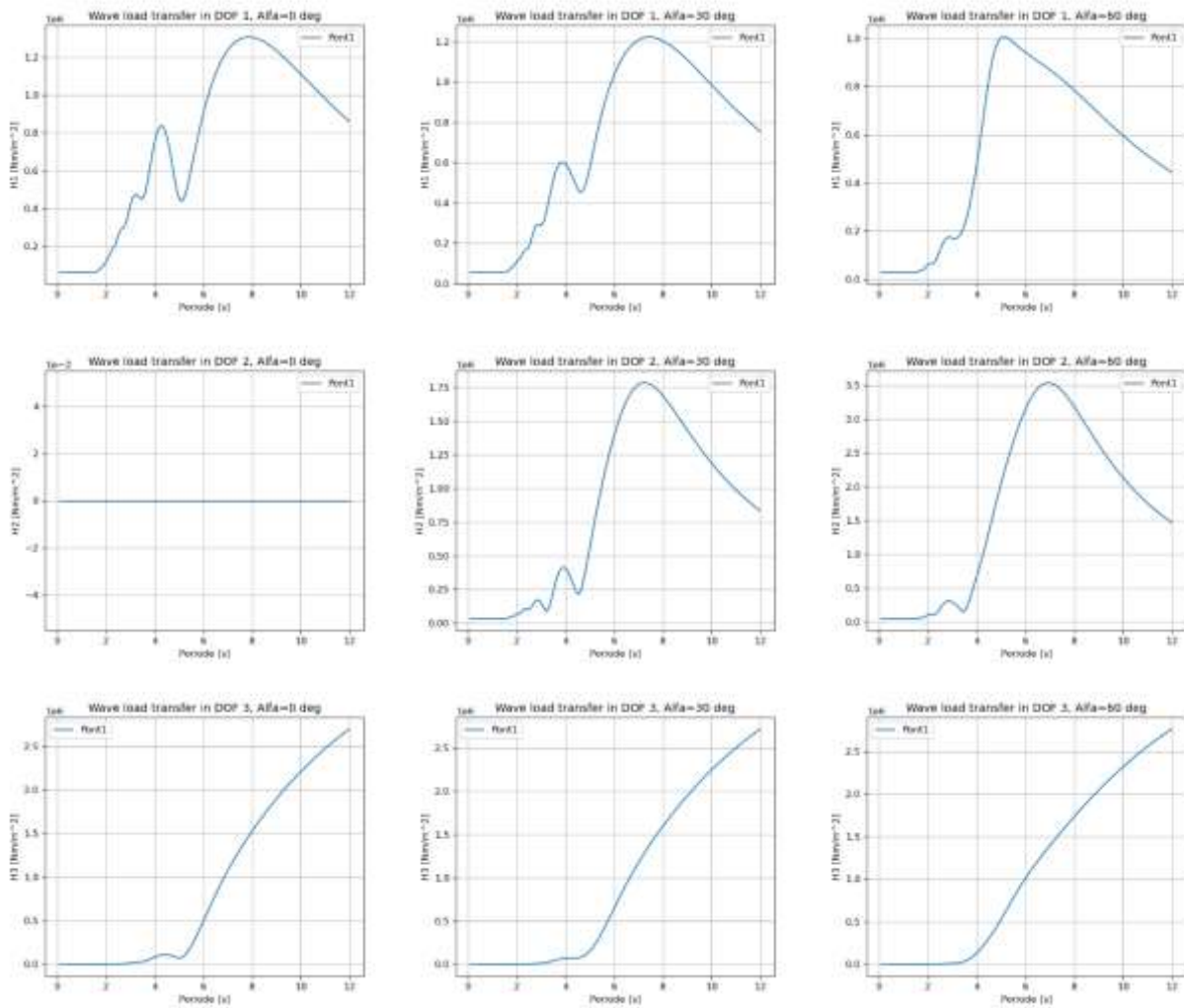
Det er utført Wamit analyser av pontongene. Resulterende hydrodynamisk potensialdemping, tilleggsmasse og bølgeeksitasjon er plottet i Figur 7-17 til Figur 7-20. Pontong frihetsgrad 1 korresponderer med lokal y-akse i Figur 7-12, og frihetsgrad 2 sammenfaller med lokal x-akse i figuren. Frihetsgrad 3 er vertikalaksen til pontongen, og frihetsgradene 4, 5 og 6 er rotasjon om hhv 1, 2 og 3.



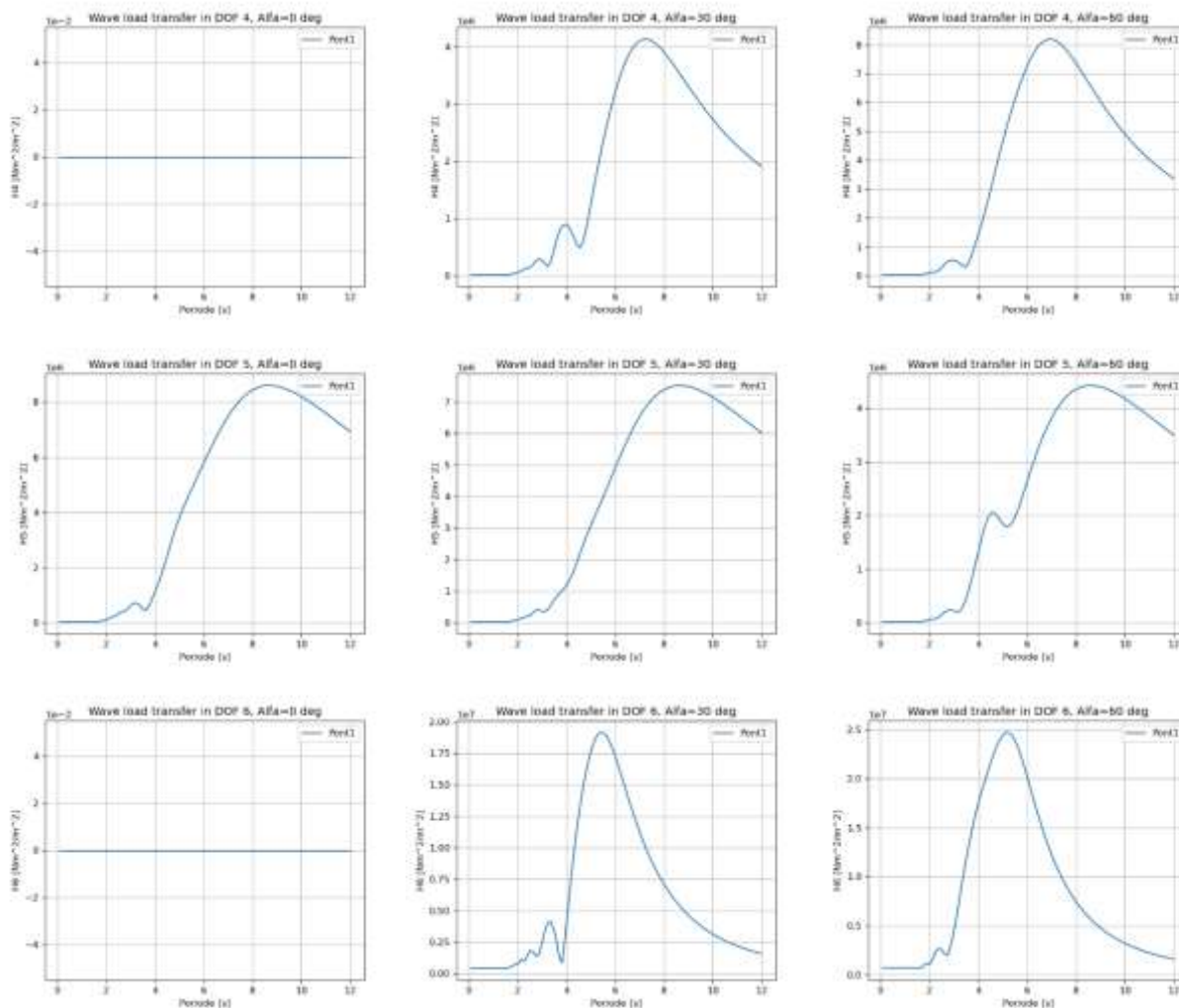
Figur 7-17: Hydrodynamiske potensialdemping



Figur 7-18: Hydrodynamisk tilleggsmasse



Figur 7-19: Bølgeeksitasjonsfunksjoner forskyvningsfrihetsgrader

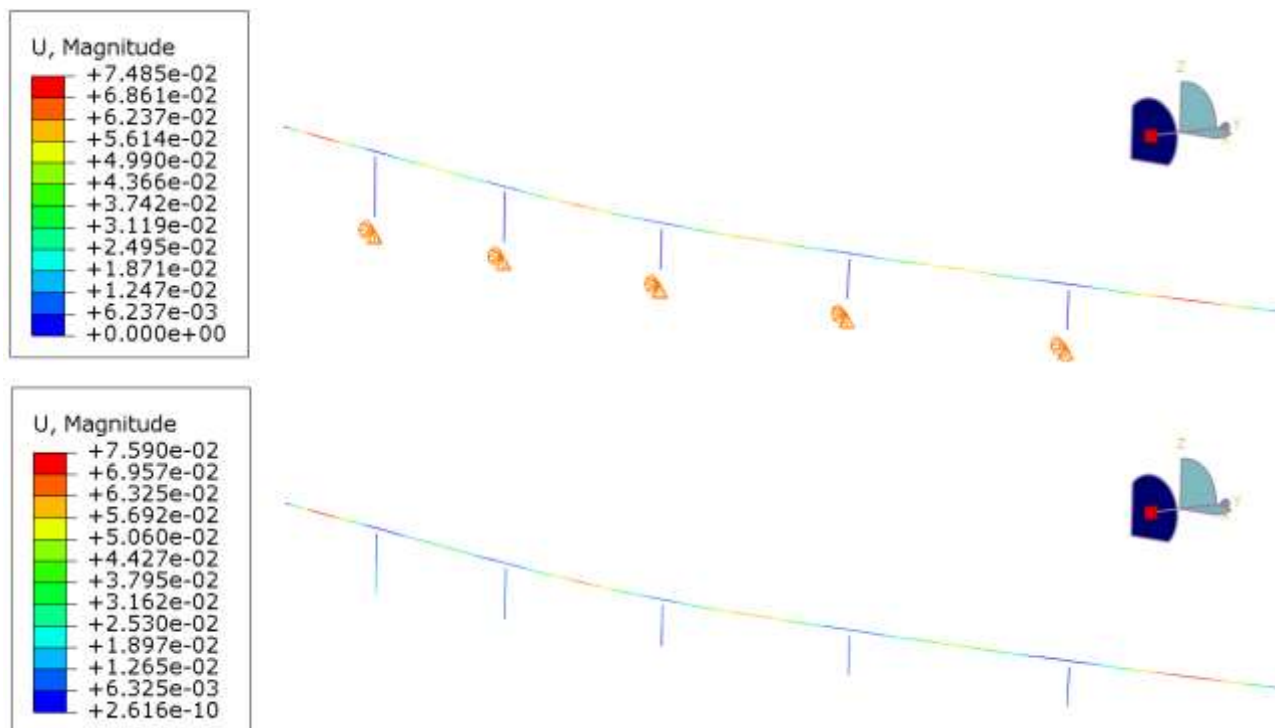


Figur 7-20: Bølgeeksitasjonsfunksjoner rotasjonsfrihetsgrader

7.3 Analysebeskrivelse

7.3.1 Referansetilstanden

Den permanente likevektstilstanden til modellen etableres iterativt, der første steg er at alle pontongnoder gis en vertikal fastholding i form av en randbetingelse i modellen, og der modellens egenvekt aktiveres. Fra dette analysesteget leses reaksjonskraften i de vertikale fastholdingene ut. Disse reaksjonskreftene representerer nødvendig oppdrift for å ivareta likevekt i den ønskede geometrien. Disse oppdriftskreftene påsettes så i neste steg som oppadrettede punktlaster i pontongnodene samtidig som randbetingelsene tas ut av modellen. Dette resulterer i en modell som representerer den permanente situasjonen, referansetilstanden, for flytebrua. Alle disse analysestegene utføres inkludert ikkelineær geometri, så den oppdaterte stivhetsmatrisen inneholder nå effekter fra geometrisk stivhet.

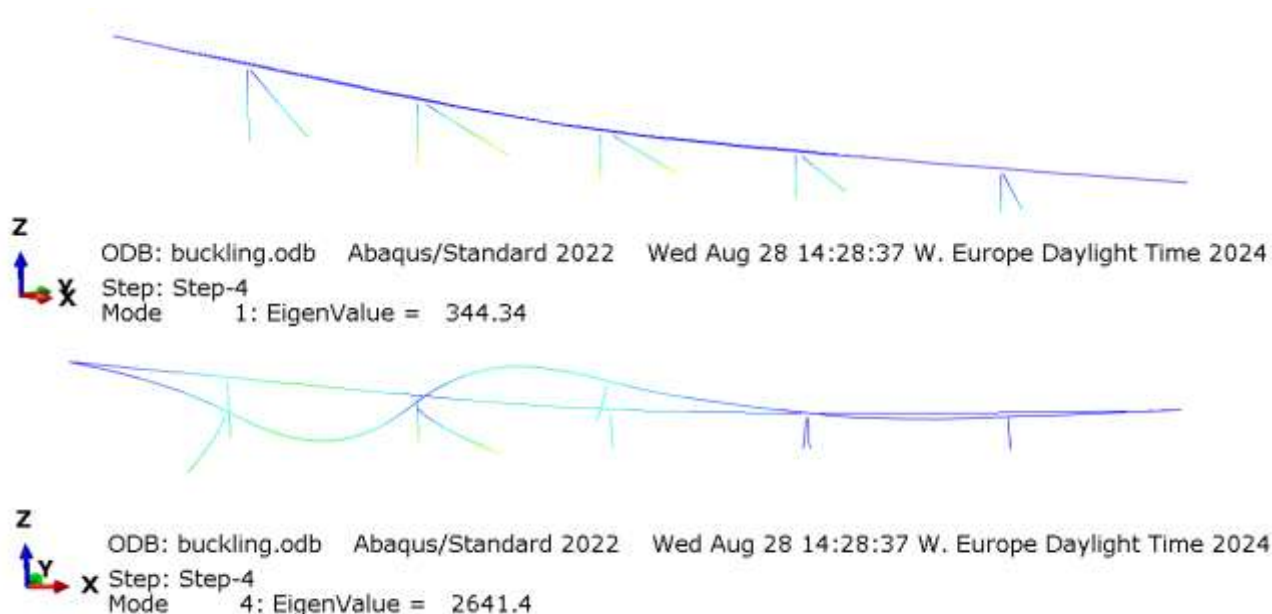


7.3.2 Knekkingsvurdering

Da massen til bruoverbygningen ligger høyere enn oppdriftssenteret til pontongene vil den geometriske stivheten til systemet redusere vannplanstivheten til pontongene. Som en kontroll for avstand til eventuell knekking av systemet for en overlast utføres en knekkingsanalyse av systemet. Det påsettes en jevnt fordelt last på 1 kN/m over hele brua.

I Figur 7-21 er det vist første knekkmode som gir en horisontal utklekking av pontongene med en knekkfaktor på 344, og knekkmode 4 som er første mode med utknekking av pontongene på langs av brua med en knekkfaktor på 2641. Dette vil altså si at den påsatte linjelasten med intensitet på 1 kN/m må skaleres opp med en faktor på 344 for å oppnå instabilitet i systemet.

Intensiteten for den fordelte lasten i lastmodell LM1 er på 25 kN/m for denne brua, og det er dermed en god avstand til knekklasten på 344 kN/m.



Figur 7-21: Knekkmoder for en jevnt fordelt linjelast på 1 kN/m.

7.3.3 Statiske analyser

Temperatur, strøm og tidevannseffekter betraktes alle som statiske laster. Disse analyseres i modellen med en ikkelineær analyse der lastintensiteten påsettes inkrementelt og stivhetsmatrisen oppdateres underveis i lastpåføringen.

Temperaturbelastningen er påsatt i 8 lastkombinasjoner iht. Tabell 7-7. Det er kun brubjelken som påsettes en temperaturtøyning.

Strømlasten påsettes som punktlaster i pontongnodene iht. lastintensiteten som definert i kapittel 7.1.6 i fire forskjellige lasttilfeller, jevnt fordelt strøm fra hver side LC500 og LC501, og skjærstrøm fra hver side LC502 og LC503.

Tidevann påsettes som en punktlast i pontongnodene utregnet iht. vannplanstivheten til pontongene som vist i kapittel 7.1.7.

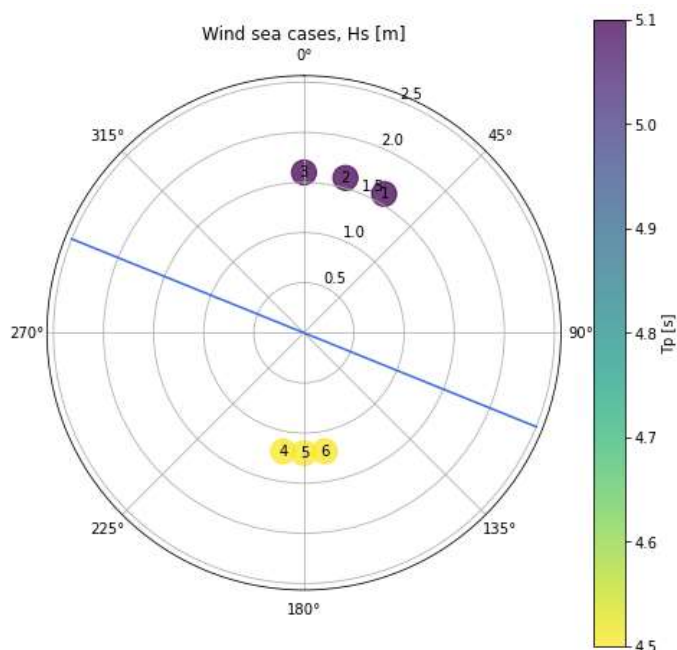
7.3.4 Vind og bølgelaster

Vind og bølgelaster er stokastiske dynamiske laster som induserer svingninger i flytebrua.

Konstruksjonsresponsen til disse lastene er analysert i frekvensplanet med Norconsults egenutviklede programkode DynNO. Programmet beregner dynamisk respons fra bølger og turbulens, samt statisk respons fra middelvindhastigheten. Metodikken beregner responsen i modale koordinater iht. multimodal teori [13].

Vindfeltet er definert i kapittel 7.1.3, bølgekarakteristikken er definert i kapittel 7.1.4 og kombinasjonen av vind og bølger er beskrevet i kapittel 7.1.5.

Vindlaster påsettes vinkelrett på bruaksen fra samme side som bølgene kommer fra. Det benyttes tre bølgeretninger fra nord, 0, 15 og 30 grader vinkel målt mot nord, og tre fra sør med vinkel 170, 180 og 190 grader mot nord. Figur 7-22 viser 100-års bølgelastkondisjonene med retning. De samme retningene benyttes for 1-års kondisjonene.



Figur 7-22: Definisjon av bølgekondisjoner vist for 100-års returperiode. Bruaksen er indikert med blå linje

Strukturrespons fra bølger og vind analyseres hver for seg, men koblingen ivaretas ved at de bevegelsesinduserte aerodynamiske kreftene (aerodynamisk damping og -stivhet beskrevet med kvasi-statisk teori) inkluderes i bølgeanalysen basert på de vindforhold som inngår i kombinasjonen. Kombinert ekstremrespons estimeres med kvadratrotsummering av ekstremverdiene fra vind og bølger.

Ekstremresponsen som inngår som dimensjonerende verdi er estimert som 90-percentilen i korttidsfordelingen både for vindlasten og bølgene. Dette er iht. anbefalingen i N400 pkt. 5.6.4-1 [1].

7.3.5 Skipsstøt

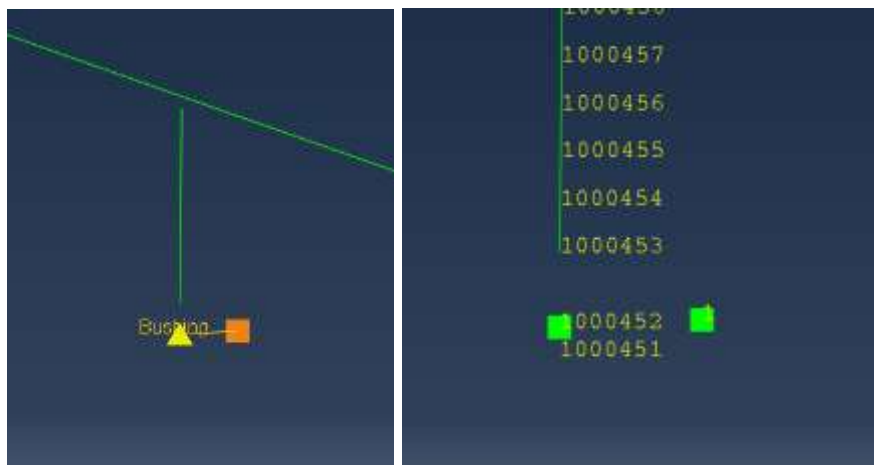
Støtet modelleres som et masse-fjær system, der massen tilsvarer vekten til skipet inklusivt hydrodynamisk tilleggsmasse. Massen gis deretter en hastighet iht. Figur 7-6 som resulterer i ønsket støtenergi. Det er kun støt fra Brønnbåten som vurderes da den har betydelig høyere energi enn hurtigbåten, og forventes å gi betydelig større respons i brua. Det vurderes støt i begge retninger mot pontongene i akse 2, 3 og 4. Alle støtene antas å treffe vinkelrett på bruretningene i de aktuelle aksene.

Energi: $E = 0.5 \cdot M \cdot v^2 = 42 \text{ MJ}$

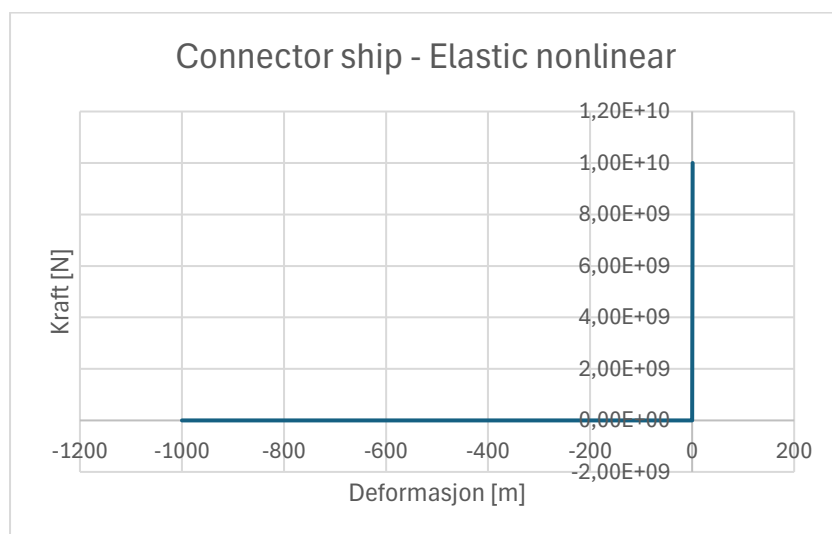
Hastighet: $v = 10 \text{ knop} = 5.144 \text{ m/s}$

Total masse (inkl. hydrodyn. tilleggsmasse): $M = E / (0.5 \cdot v^2) = 3170 \text{ tonn}$

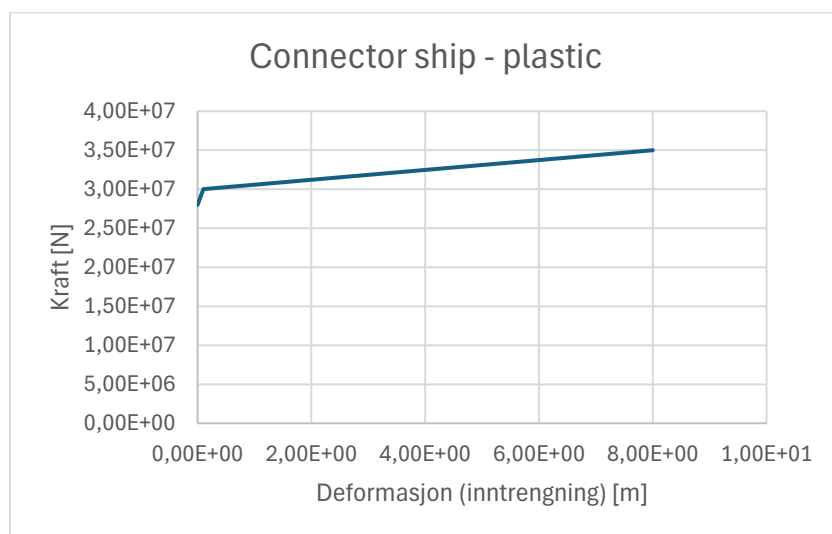
Koblingen mellom massen som gis en hastighet og pontongnoden modelleres med en ikke-lineær fjær som hensyntar plastiske deformasjoner og at skipet ikke setter seg fast i pontongen, men skyves unna etter støtet, se Figur 7-24. Den plastiske effekten er modellert med et flyteplatå på 30 MN med en liten herdingseffekt, se Figur 7-25.



Figur 7-23: Masse fjær system

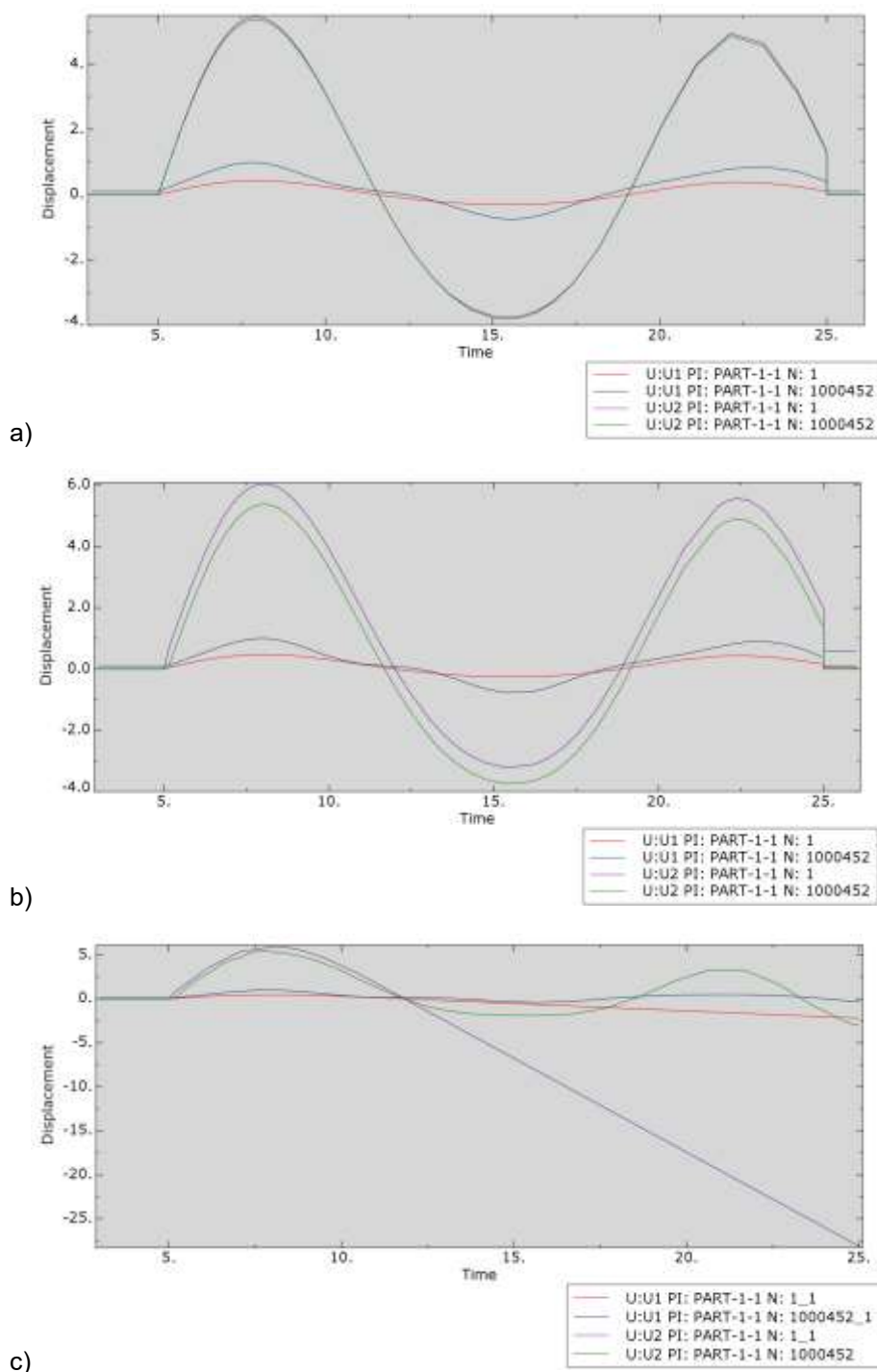


Figur 7-24: Elastisk ikke-lineær fjærstivhet som hensyntar at skipet ikke setter seg fast (ingen stivhet i trykk)

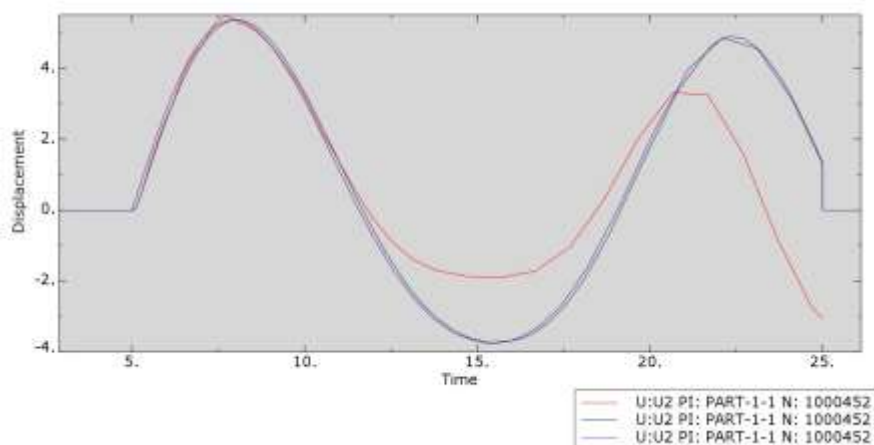


Figur 7-25: Plastisk kraft-inntrengningskurve for modellert skipsstøt mot betongpontong

Effekten av ulike modelleringsvalg for fjærkoblingen er vist for et støt mot pontongen i akse 2 i Figur 7-26.

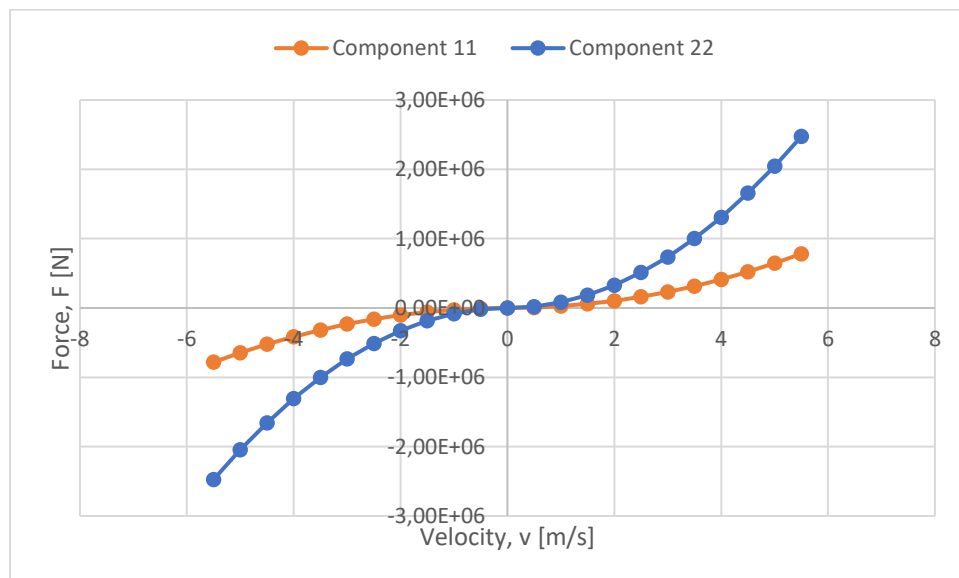


Figur 7-26: Skjematisk oppførsel av ulike modelleringsvalg for fjærkobling. a) Koblingen er lineærelastisk. Pontongnoden og skipsnoden følger hverandre gjennom støtet og skipet henger fast i pontongnoden. b) Koblingen er lineærelastisk-plastisk. Pontongnoden og skipsnoden følger hverandre gjennom støtet og skipet henger fast, men det oppstår plastiske tøyninger i starten av støtet. c) Ikke-lineærelastisk-plastisk, full modell. Liknende lineærelastisk plastisk, men skipet henger ikke fast i noden og skyves unna etter støtet

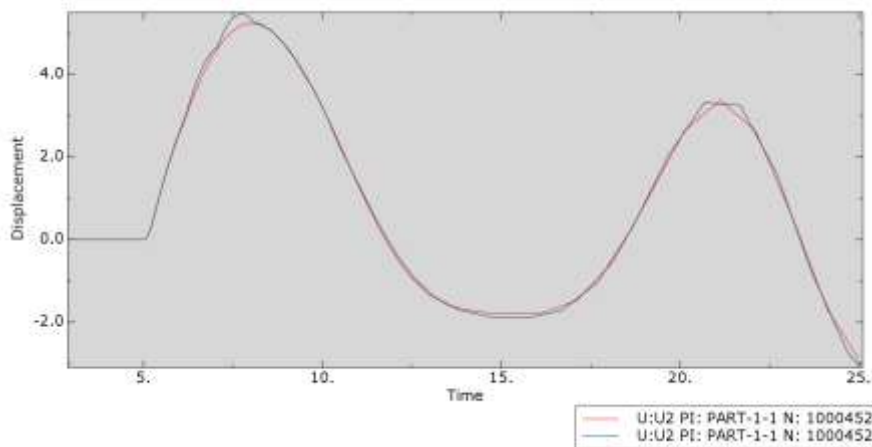


Figur 7-27: Sammenlikning av responsen i pontongnoden fra de tre modelleringsvalgene. Rød: Ikke-lineærelastiske-plastisk, full modell. Blå: Lineærelastisk-plastisk. Lilla: Lineærelastisk. Oppførselen gjennom den første svingningen er lik mellom modellene, men de oppfører seg ulikt etter at skipet skyves unna i den fulle modellen.

Det er også undersøkt effekten av hydrodynamisk damping fra pontongene. Bidraget fra potensialdamping er neglisjert da det gir svært lite bidrag for svingeperioder over 10 sekunder. Effekten av viskøsdamping er undersøkt ved å gi pontongen det støtes mot en ikke-lineær damping avhengig av hastighet, basert på en drag-koeffisient på $C_d=0.6$ i begge retninger. Den modellerte dampingsoppførselen er vist i Figur 7-28, og effekten på støtresponsen er vist i Figur 7-29. Som det fremkommer, er effekten svært liten og vil derfor neglisjeres i de videre analysene.



Figur 7-28: Modellert ikke-lineær drag damping for undersøkelse av effekt av hydrodynamisk damping



Figur 7-29: Effekt av ikkelineær drag demping ved skipsstøt mot pontong i akse 2. Rød: Inkludert viskøs demping. Blå: uten viskøs demping

Fjæroppførselen benyttet i analysene følger den ikke-lineærelastisk-plastiske modellen. Fra analysen leses største respons amplitude i ulike deler av modellen ut innen en periode på 50 sekunder etter støtet. Det inkluderes ingen demping i analysene. Dette er en konservativ forenkling, men da største respons i hovedsak oppstår under selve støtet (første svingning) forventes ikke denne forenklingen å gi betydelige utslag. Hydrodynamisk tilleggsmasse er inkludert i analysen basert på frekvensen til første mode.

7.4 Lasttilfeller og lastkombinasjoner

Tabell 7-18: Oversikt lasttilfeller

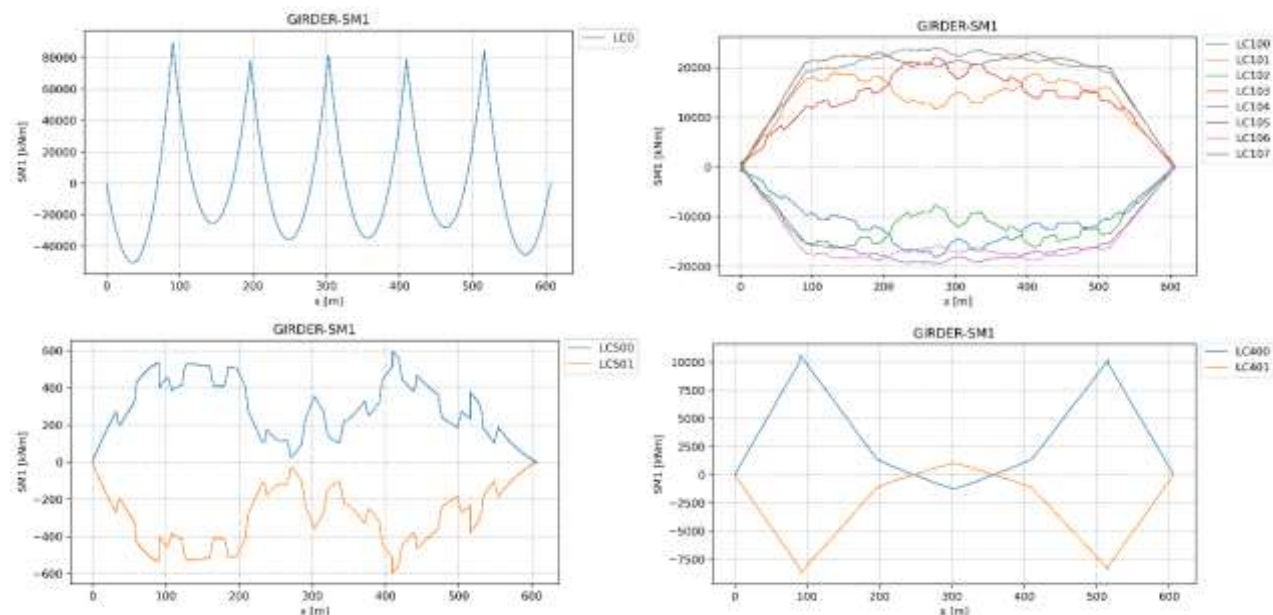
Lasttilfelle	Lasttype	Beskrivelse
0	Permanente krefter	Permanente krefter i referansetilstanden
100-107	Temperatur	Som beskrevet i kap. 7.1.2
500-503	Strømlast	Som beskrevet i kap. 7.1.6
400-401	Tidevann	Som beskrevet i kap. 7.1.7
150	Dynamisk respons fra vindlast fra nord med 50-års returperiode	Som beskrevet i kap. 7.1.3 og kap. 7.3.4
152	Statisk respons fra vindlast fra nord med 50-års returperiode	Som beskrevet i kap. 7.1.3
160	Dynamisk respons fra vindlast fra sør med 50-års returperiode	Som beskrevet i kap. 7.1.3 og kap. 7.3.4
162	Statisk respons fra vindlast fra sør med 50-års returperiode	Som beskrevet i kap. 7.1.3
230	Dynamisk respons fra vindlast fra nord med 1-års returperiode	Som beskrevet i kap. 7.1.3 og kap. 7.3.4
232	Statisk respons fra vindlast fra nord med 1-års returperiode	Som beskrevet i kap. 7.1.3
240	Dynamisk respons fra vindlast fra sør med 1-års returperiode	Som beskrevet i kap. 7.1.3 og kap. 7.3.4
242	Statisk respons fra vindlast fra sør med 1-års returperiode	Som beskrevet i kap. 7.1.3
20000-20003	Statisk og dynamisk respons fra vindlast fra nord med 50-års returperiode	Kombinert effekt av statisk og dynamisk andel av vindrespons
20004-20007	Statisk og dynamisk respons fra vindlast fra sør med 50-års returperiode	Kombinert effekt av statisk og dynamisk andel av vindrespons
20010-20021	Vindsjøbølger med 100-års returperiode	Som beskrevet i kap. 7.1.4 og 7.3.4
21000-21003	Statisk og dynamisk respons fra vindlast fra nord med 1-års returperiode	Kombinert effekt av statisk og dynamisk andel av vindrespons
21004-21007	Statisk og dynamisk respons fra vindlast fra sør med 1-års returperiode	Kombinert effekt av statisk og dynamisk andel av vindrespons
21010-21021	Vindsjøbølger med 1-års returperiode	Som beskrevet i kap. 7.1.4 og 7.3.4
1000-1003	Trafikkklaster etter lastmodell LM1-ordinær	Som beskrevet i kap. 7.1.1
1004-1007	Trafikkklaster etter lastmodell LM1-modifisert	Som beskrevet i kap. 7.1.1
1500-1503	Spesialtrafikkklaster etter lastmodell LM3	Som beskrevet i kap. 7.1.1
2000-2005	Skipsstøt mot pontonger i akse 2-4	Som beskrevet i kap. 7.1.8 og 7.3.5

Tabell 7-19: Oversikt lastkombinasjoner

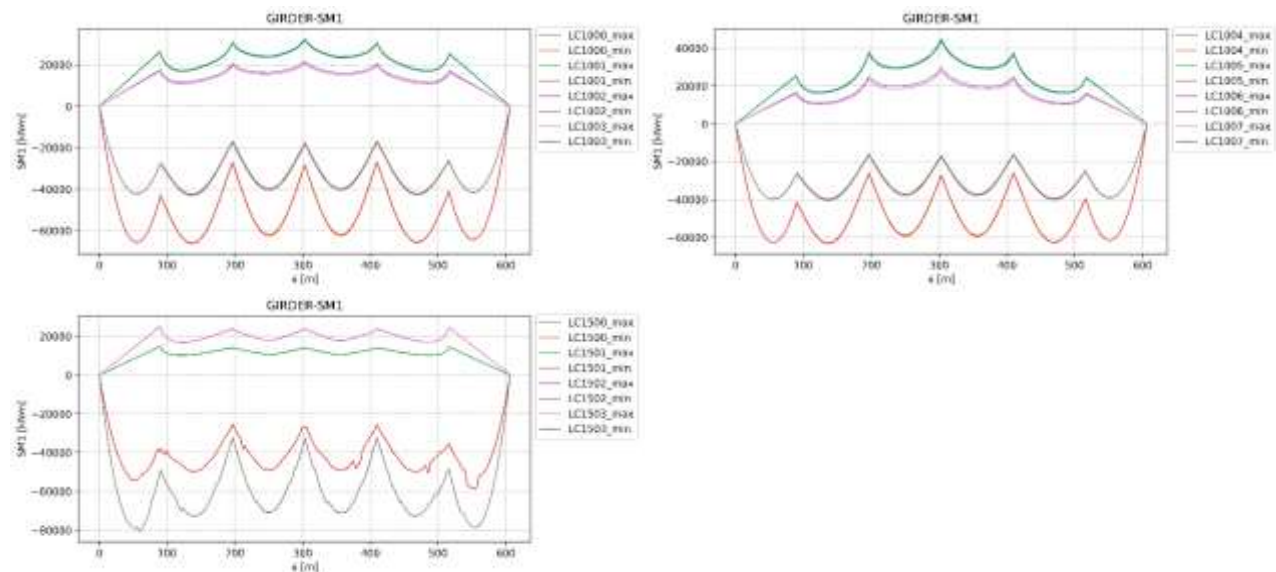
Lastkombinasjon	Kombinasjonslikning	Description
30000-30006	6.10b-Nt	Kombinasjon i bruddgrensetilstanden etter likning 6.10b i [14], vind fra nord i kombinasjon med trafikk
30010-30016	6.10b-St	Kombinasjon i bruddgrensetilstanden etter likning 6.10b i [14], vind fra sør i kombinasjon med trafikk
30020-30025	6.10b-N	Kombinasjon i bruddgrensetilstanden etter likning 6.10b i [14], vind fra nord uten trafikk
30030-30035	6.10b-S	Kombinasjon i bruddgrensetilstanden etter likning 6.10b i [14], vind fra sør uten trafikk
31000-31000	ALS-ship	Ulykkestilstanden for skipsstøt

7.5 Resultater

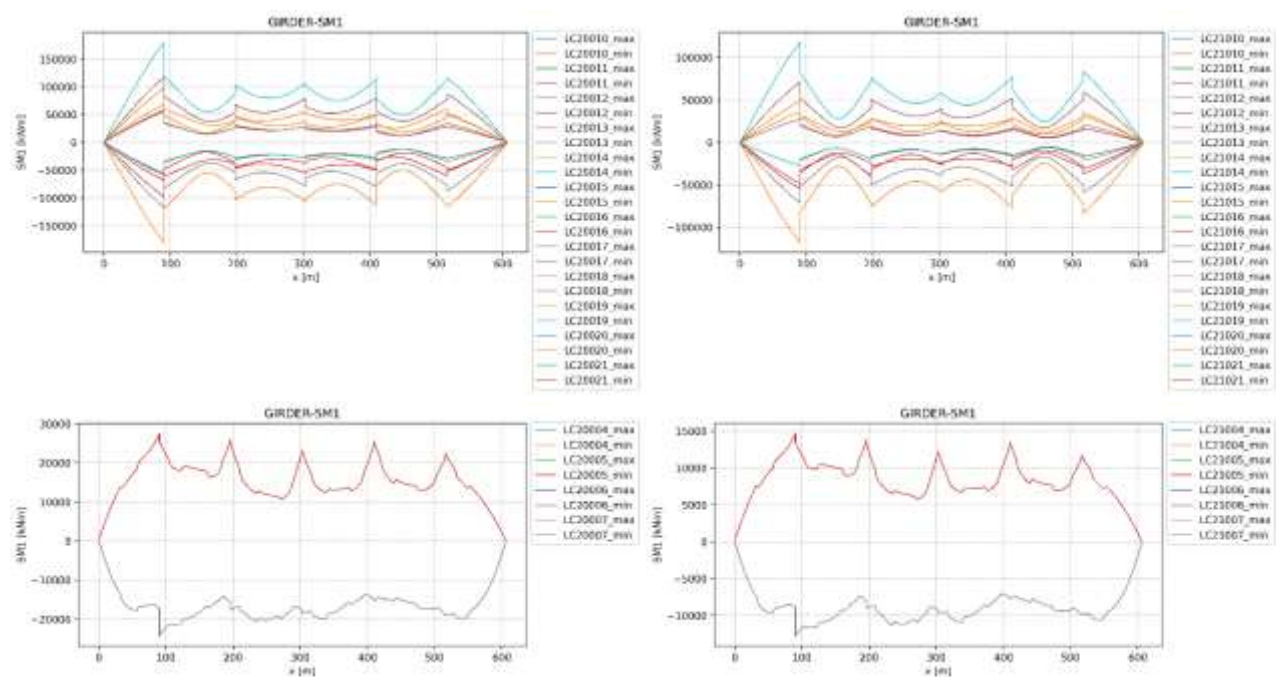
7.5.1 Utvalgte snittkrefter i brubjelke fra lasttilfeller



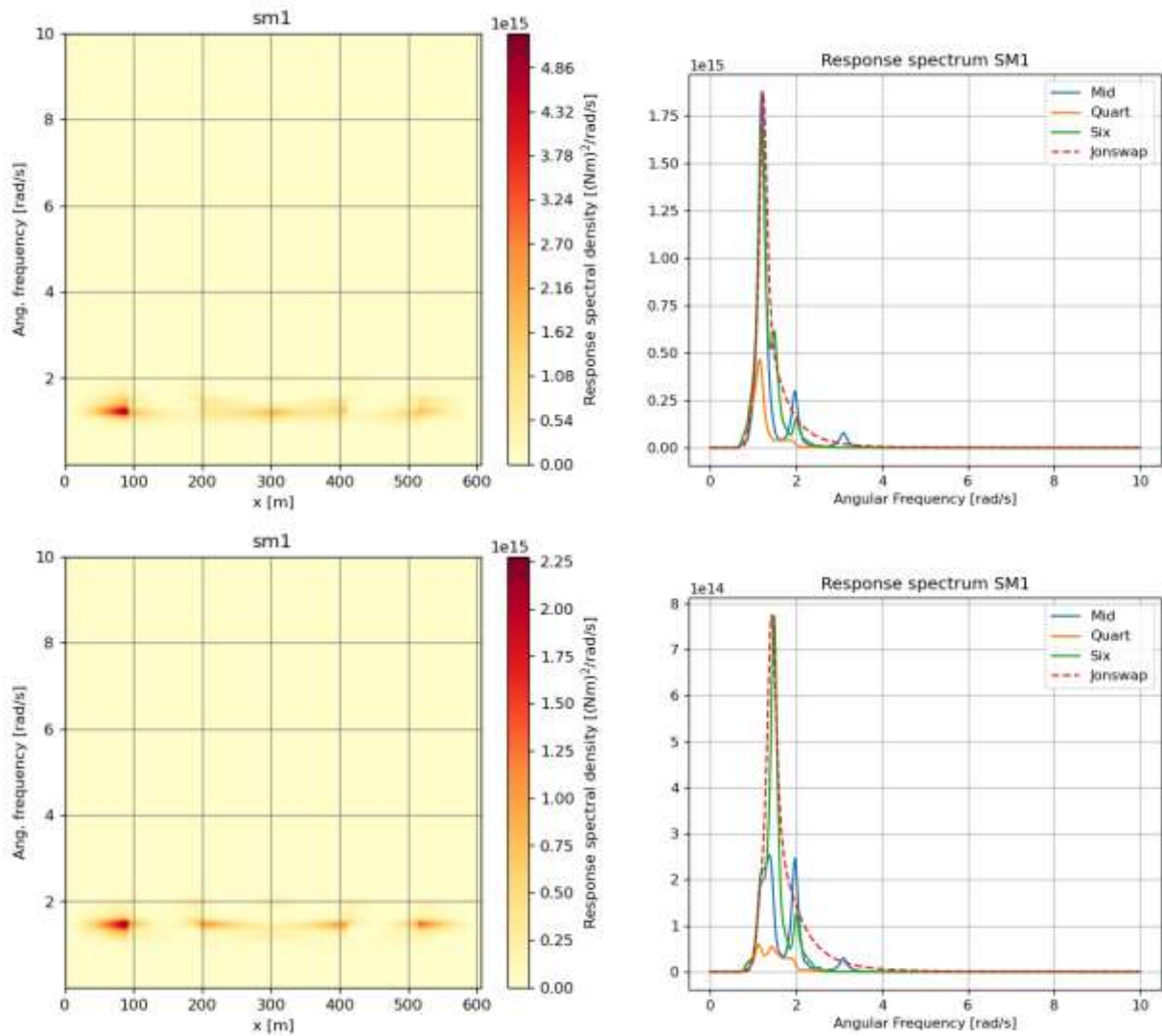
Figur 7-30: Svak-akse bøyemoment fra statiske laster



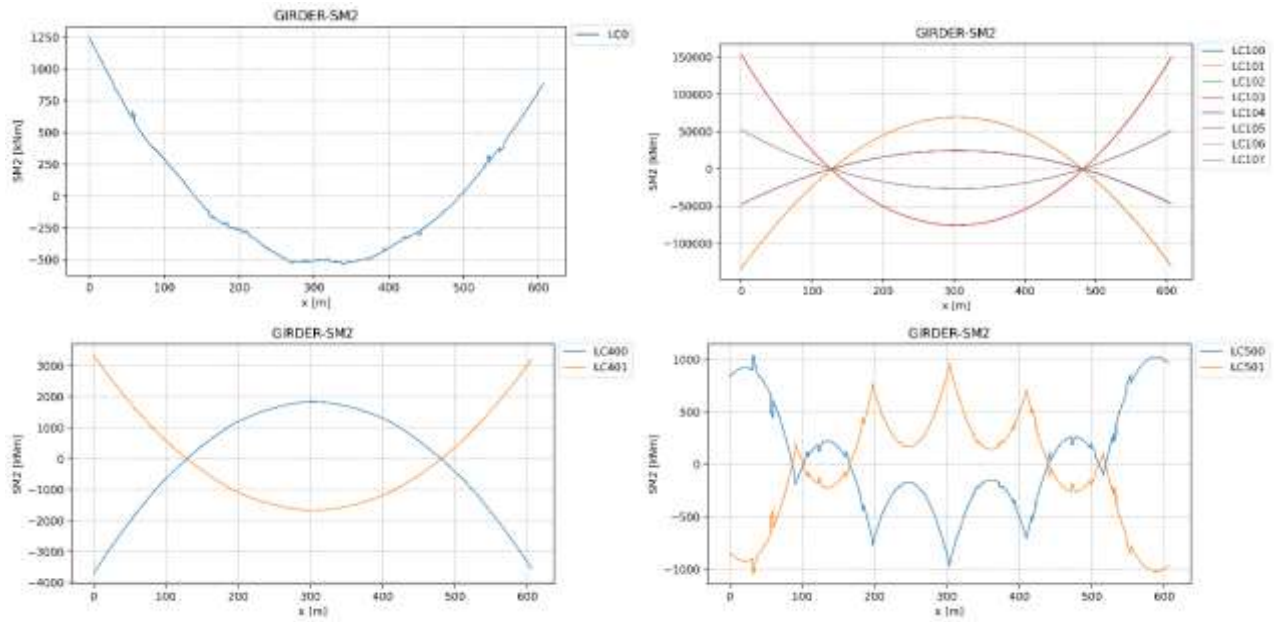
Figur 7-31: Svak-akse bøyemoment fra trafikklaster



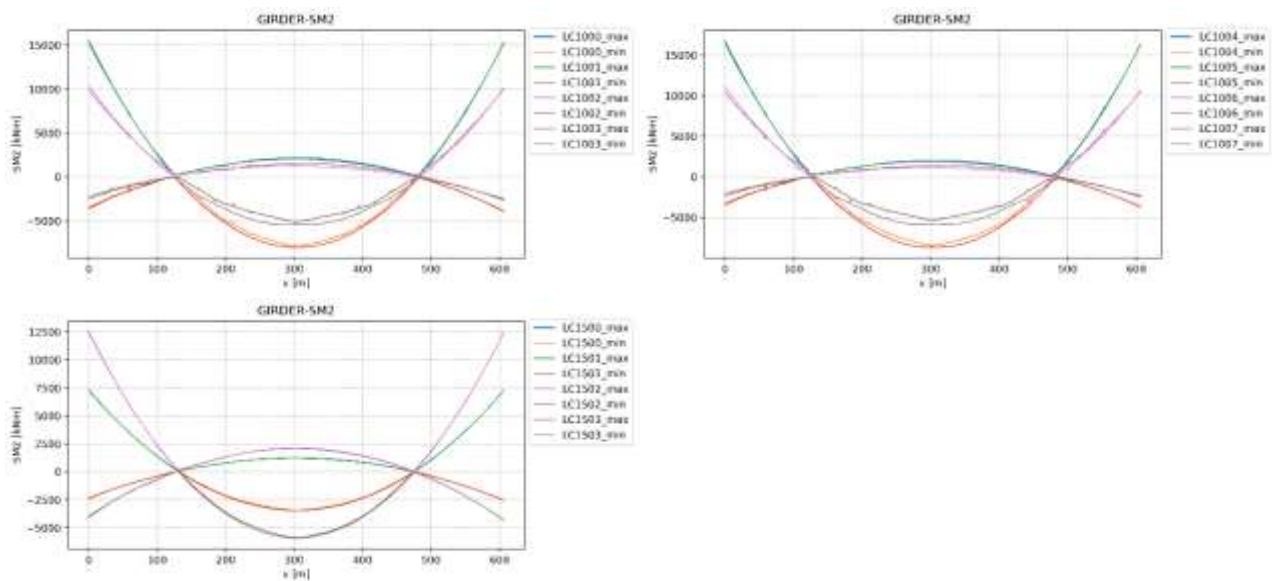
Figur 7-32: Svak-akse bøyemomenter fra vindsjøbølger (øverst) og vind (nederst). Respons med 100/50-års returperiode til venstre og respons med 1-års returperiode til høyre i figuren.



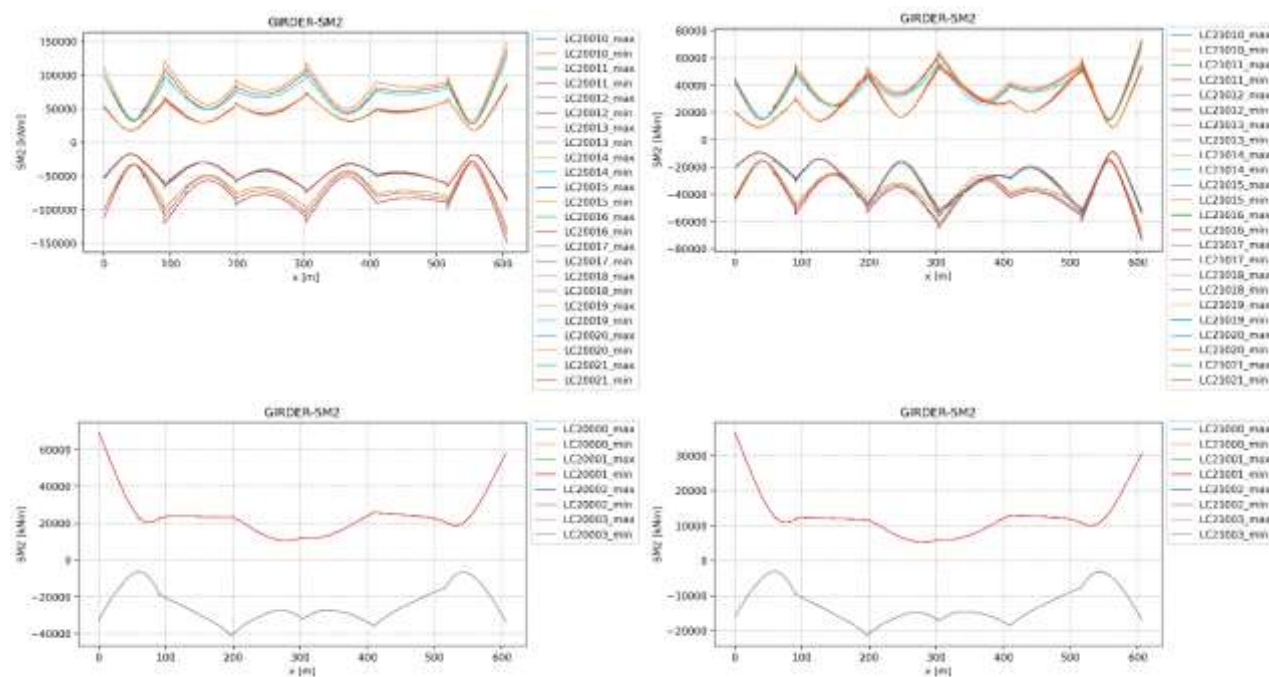
Figur 7-33: Responsspekter for svak-akse bøyemoment fra vindsjøbølger med 100-års returperiode (øverst) og 1-års returperiode (nederst)



Figur 7-34: Sterk-akse bøyemoment fra statiske laster



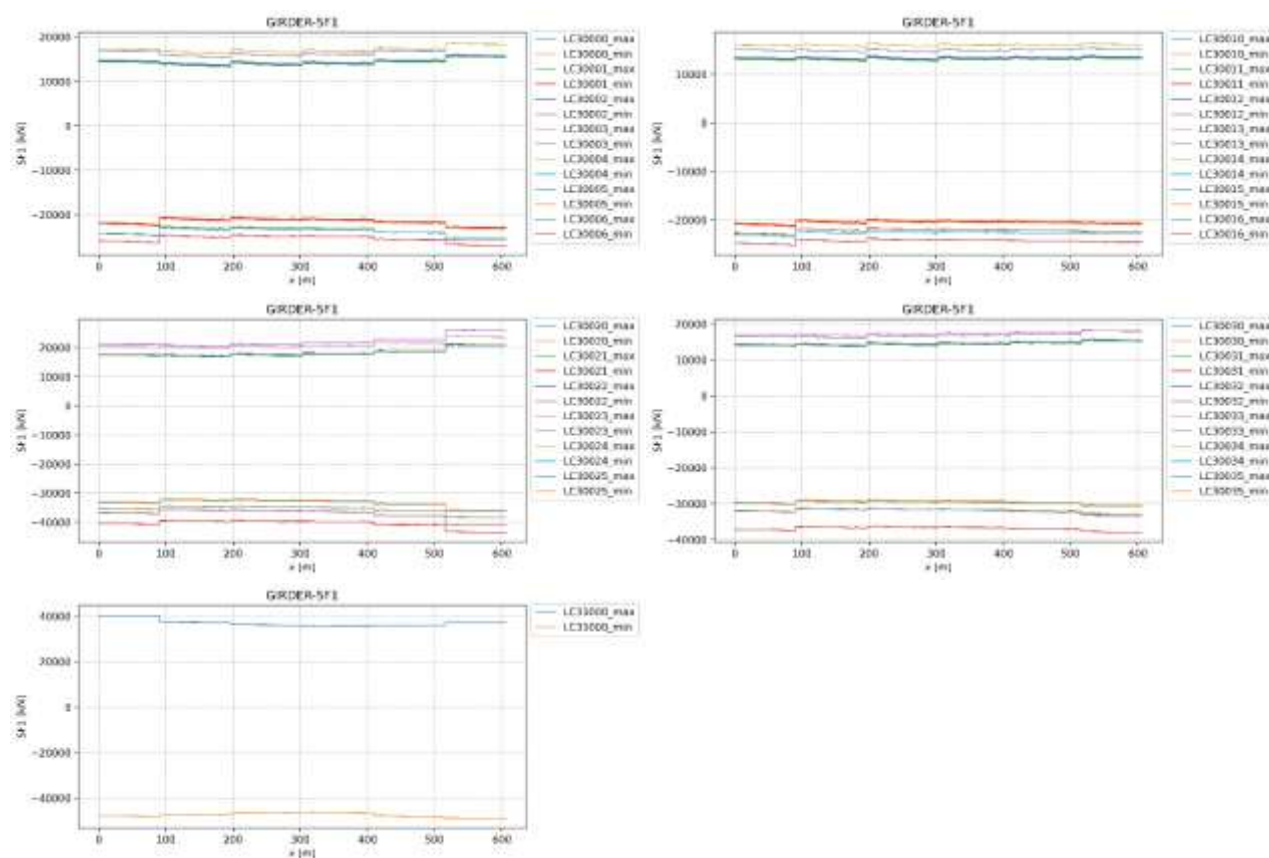
Figur 7-35: Sterk-akse bøyemoment fra trafikklaster



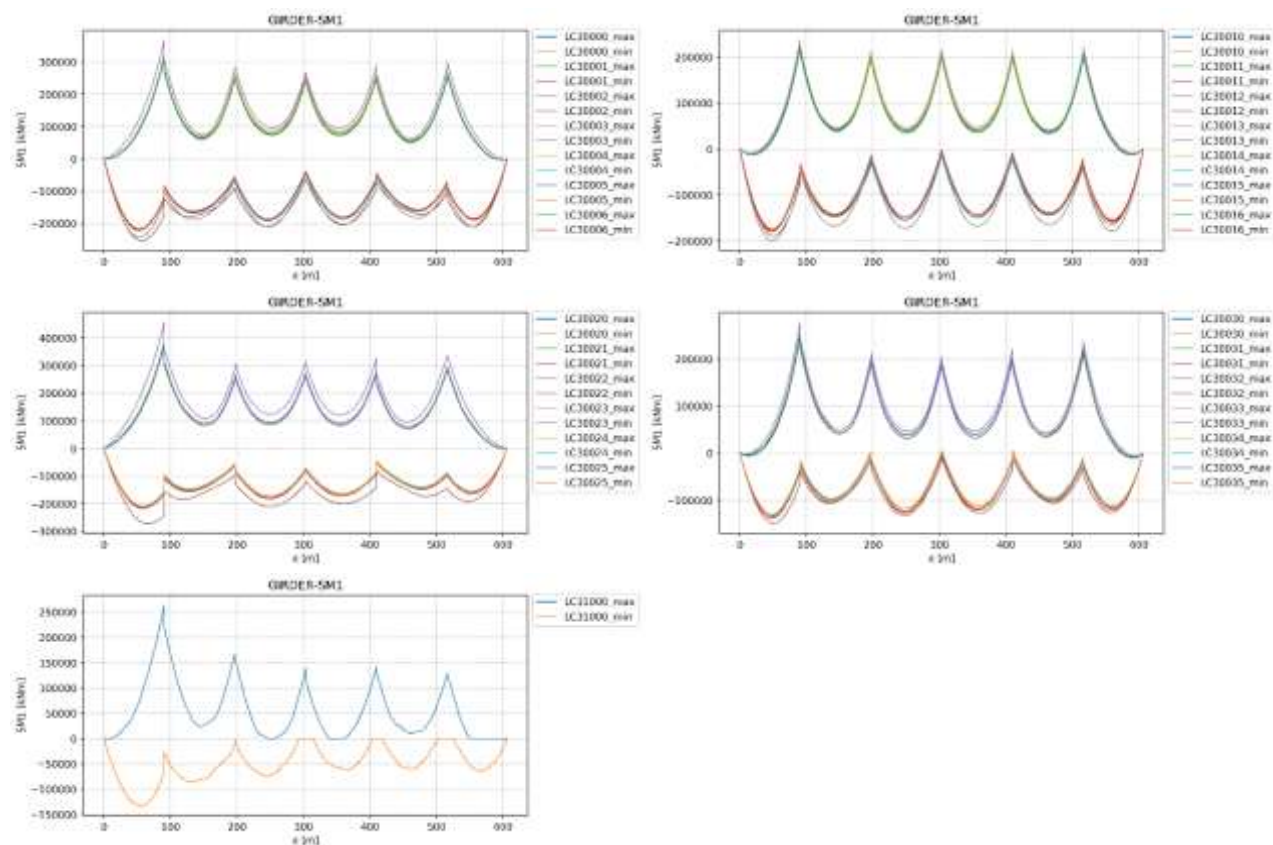
Figur 7-36: Sterk-akse bøyemomenter fra vindsjøbølger (øverst) og vind (nederst). Respons med 100/50-års returperiode til venstre og respons med 1-års returperiode til høyre i figuren.

7.5.2 Kombinerte snittkrefter i bruddgrense- og ulykkesgrensetilstanden

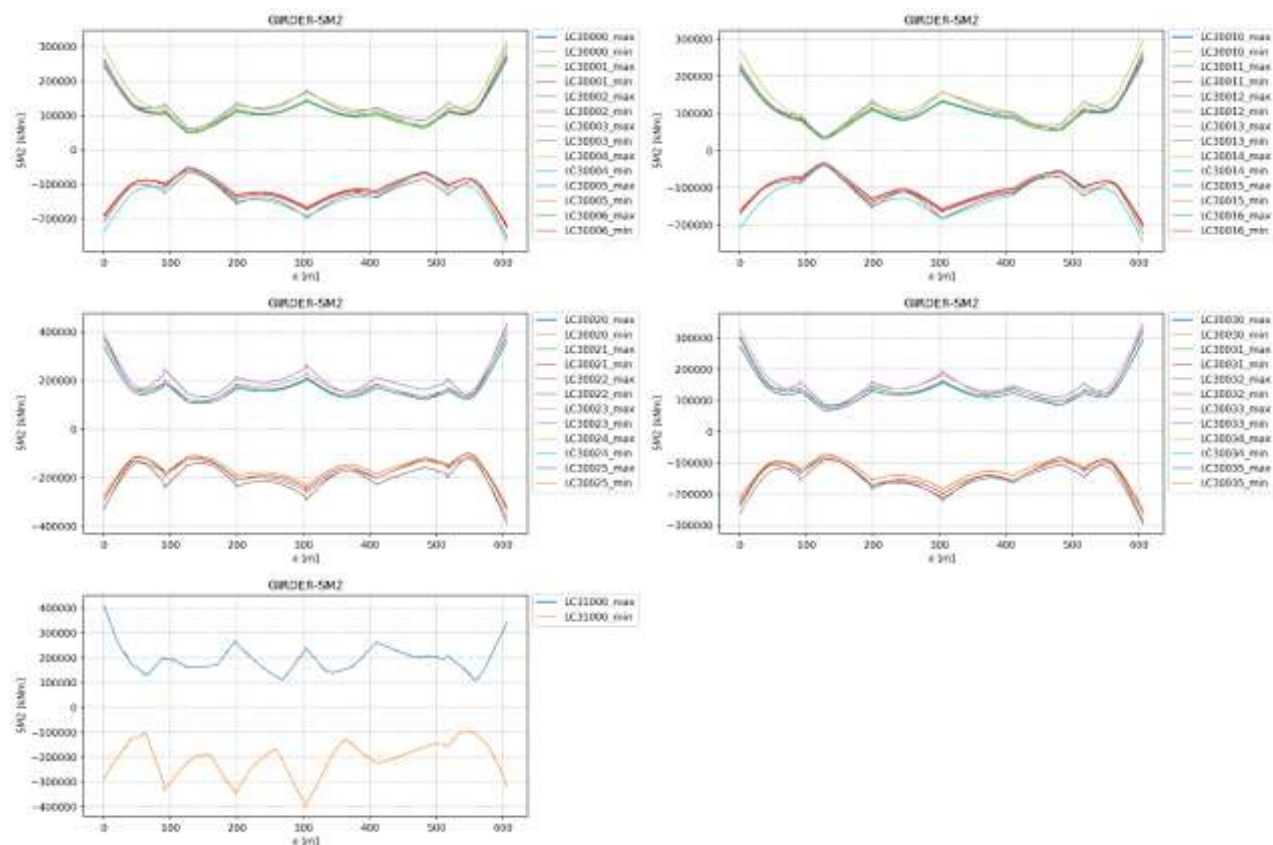
7.5.2.1 Brubjelke



Figur 7-37: Aksialkrefter i brubjelken

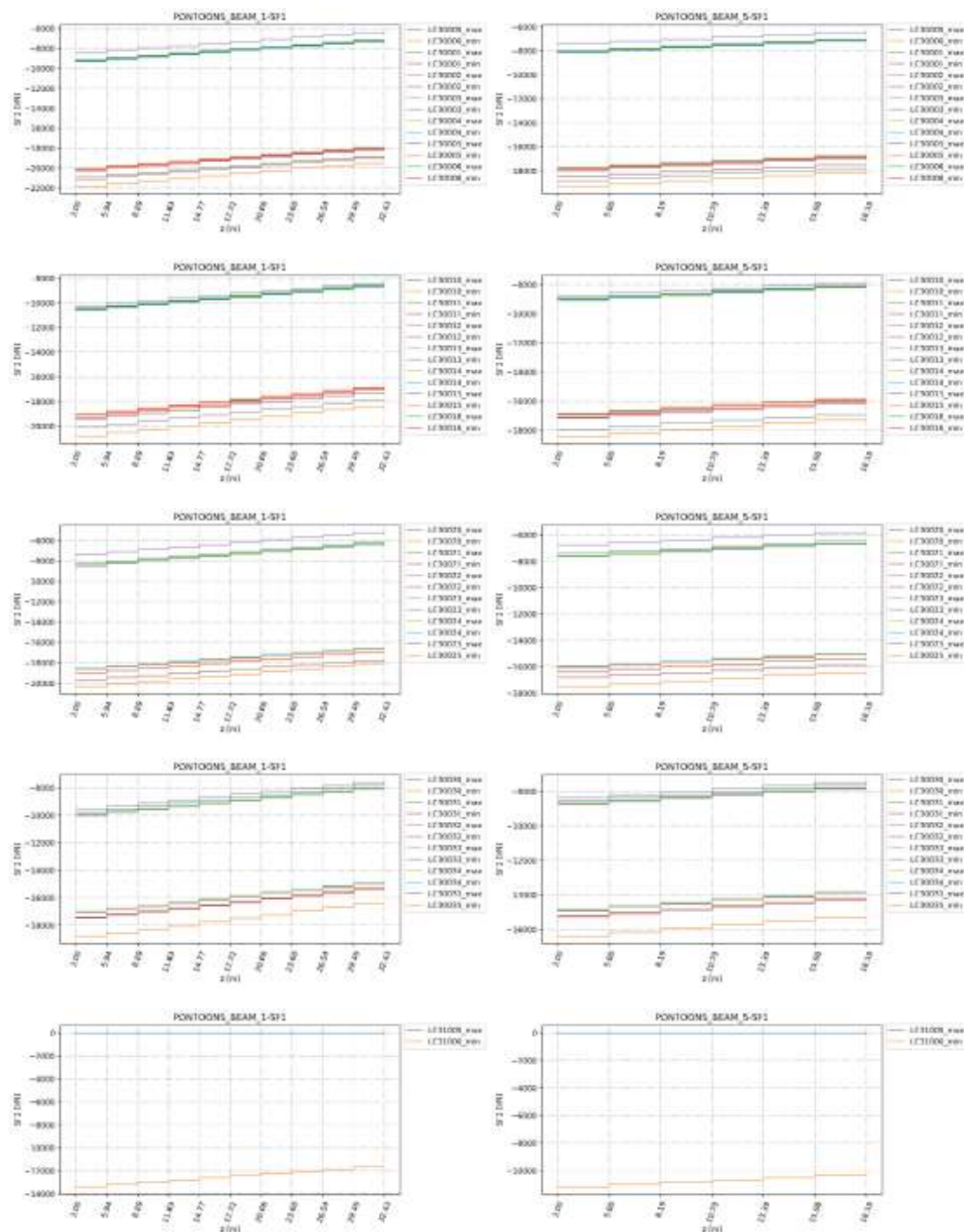


Figur 7-38: Svak-akse bøyemomenter i brubjelken

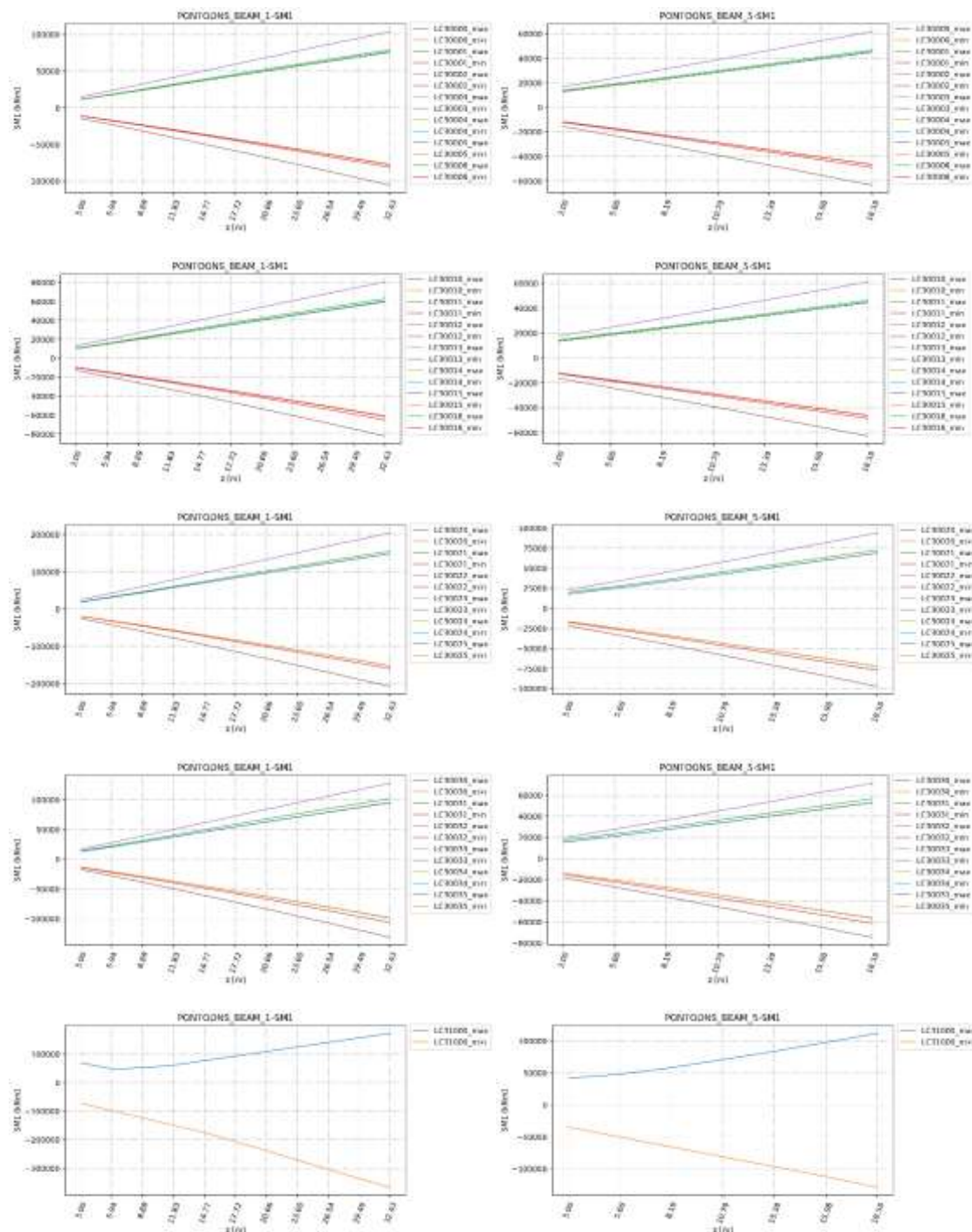


Figur 7-39: Sterk-akse bøyemoment i brubjelken

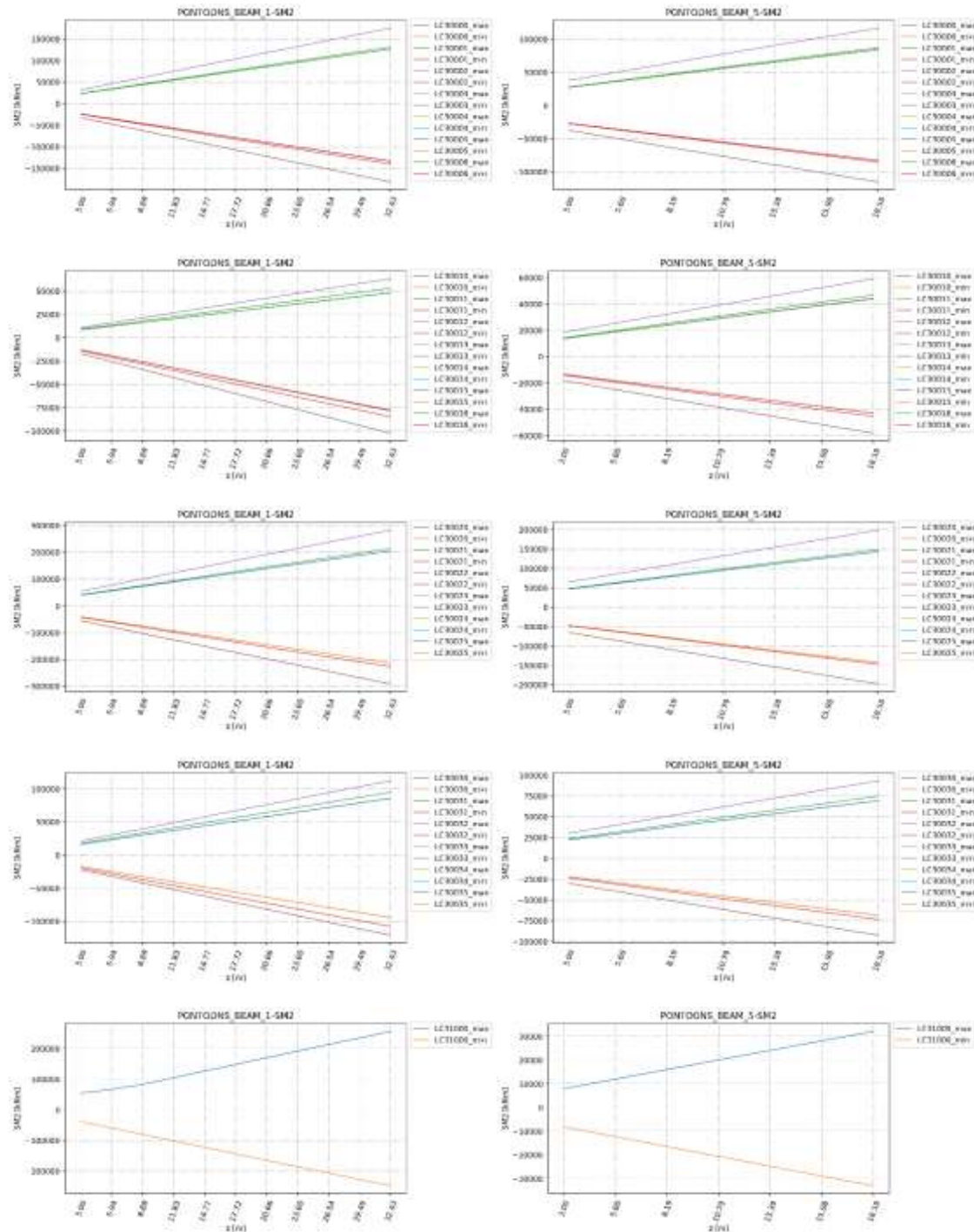
7.5.2.2 Søyler



Figur 7-40: Aksialkrefter i første (til venstre) og siste (til høyre) pontongsøyle

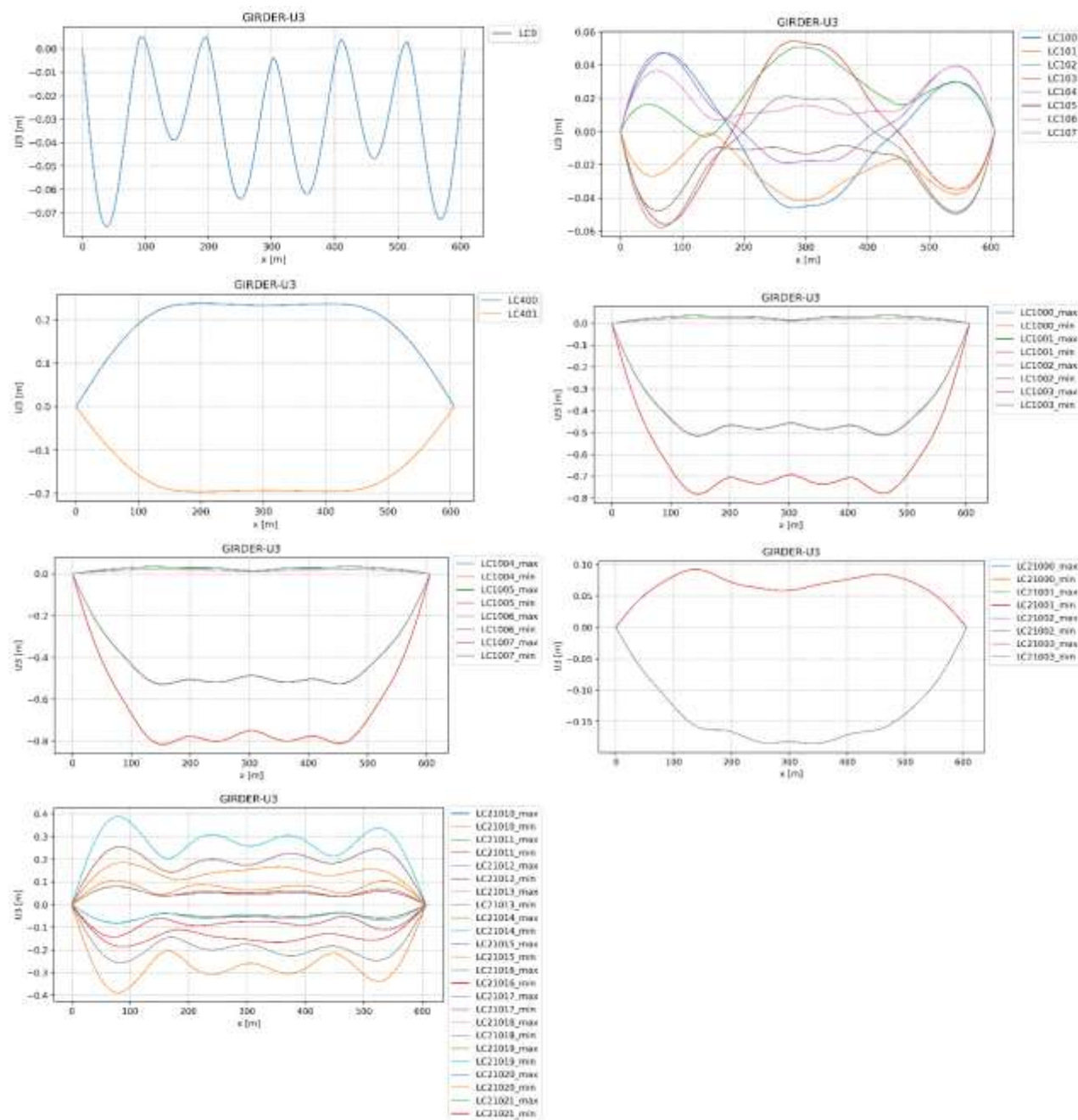


Figur 7-41: Sterk-akse bøyemoment i første (til venstre) og siste (til høyre) pontongsøyle

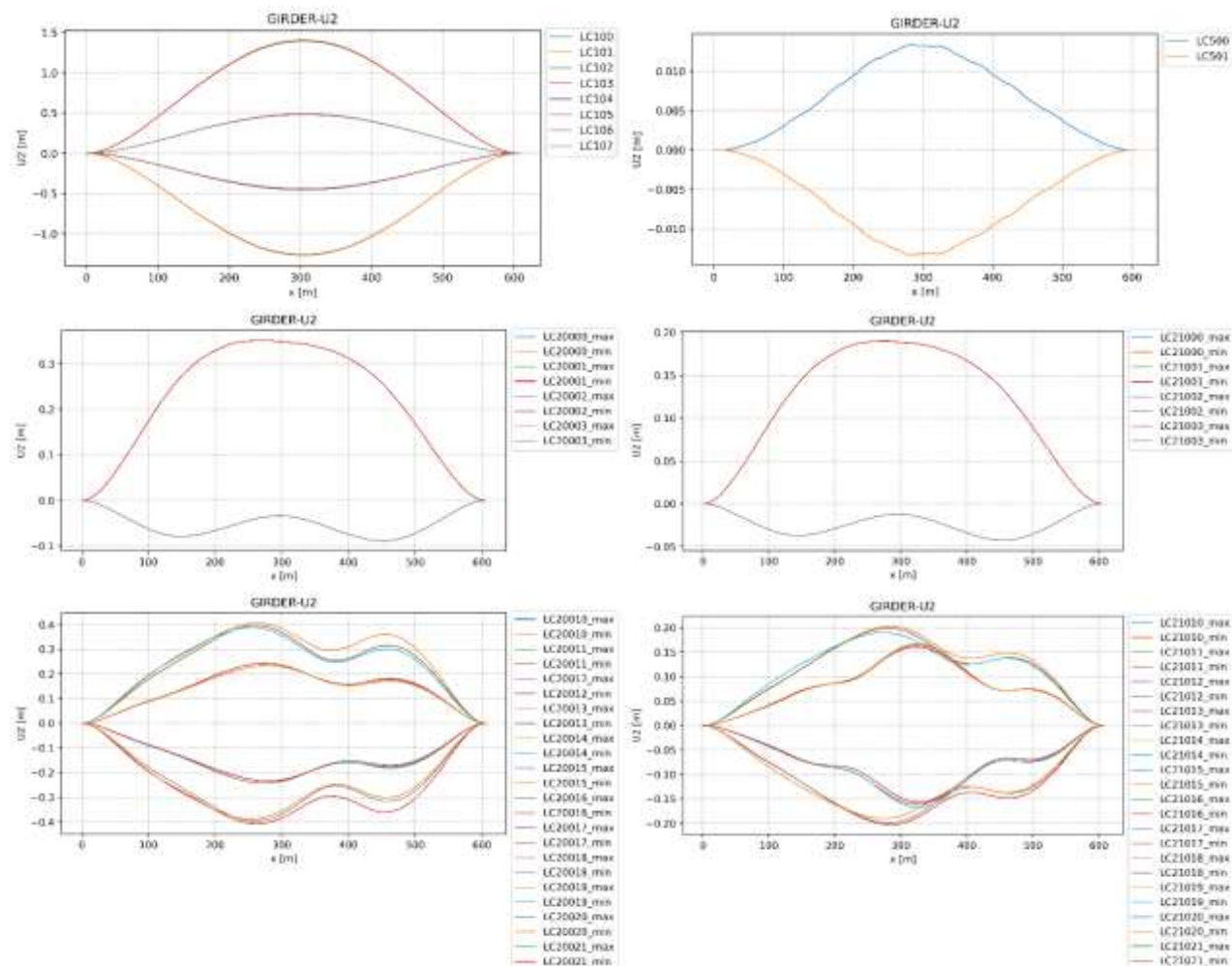


Figur 7-42: Svak-akse bøyemoment i første (til venstre) og siste (til høyre) pontongsøyle

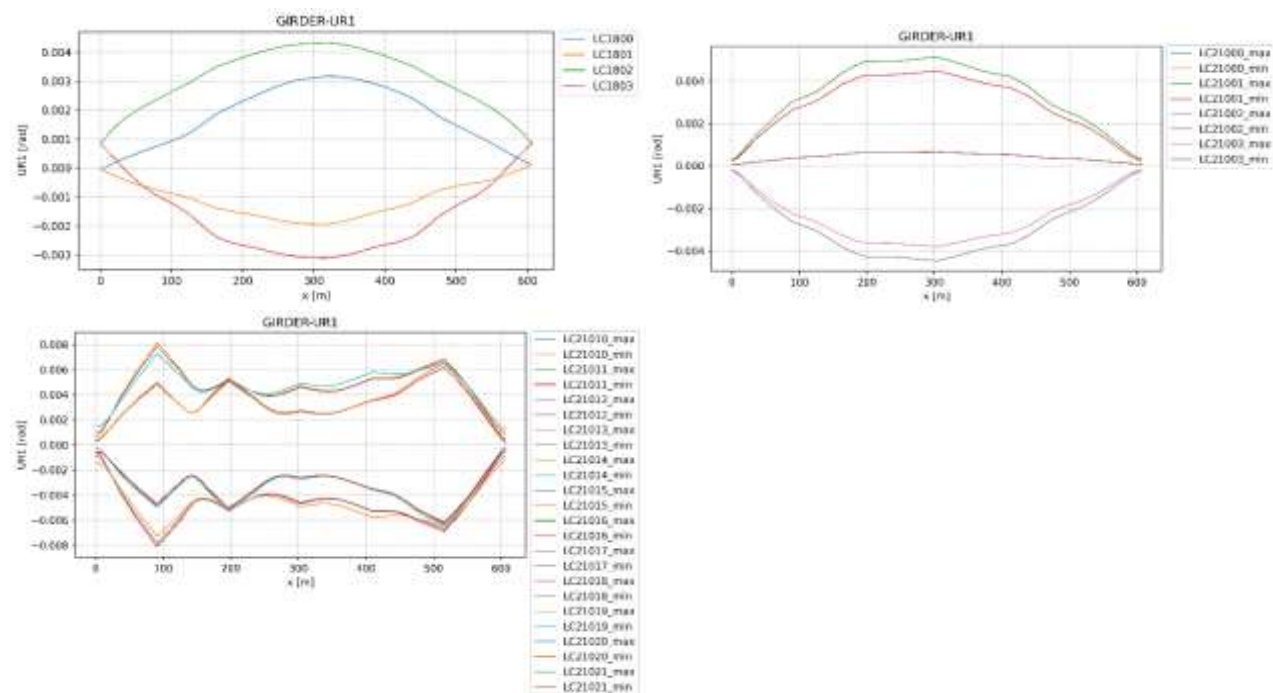
7.5.3 Deformasjoner i brubjelke



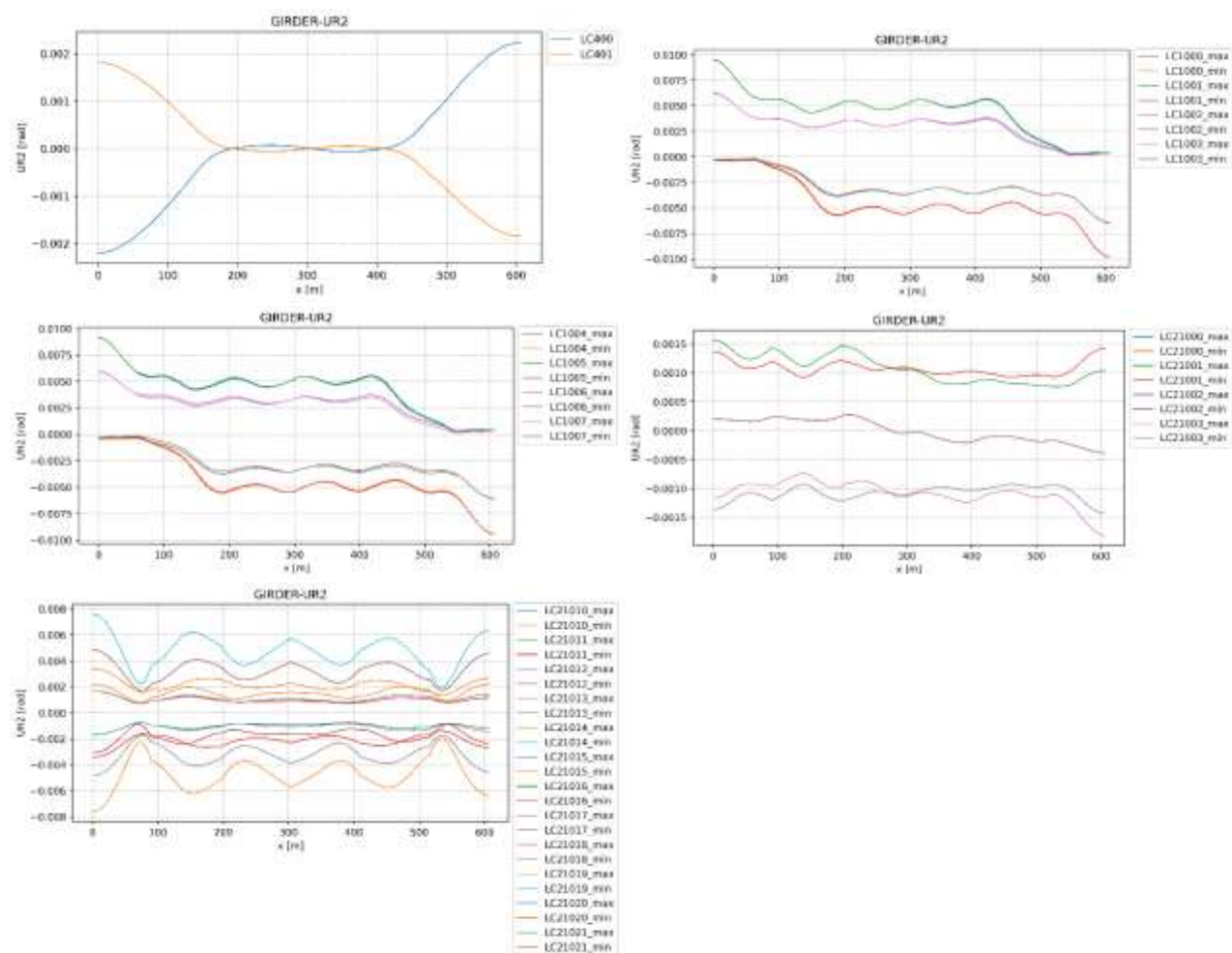
Figur 7-43: Vertikaldeformasjoner av brubjelken fra utvalgte lasttilfeller



Figur 7-44: Horisontaldeformasjoner av brubjelken fra utvalgte lasttilfeller

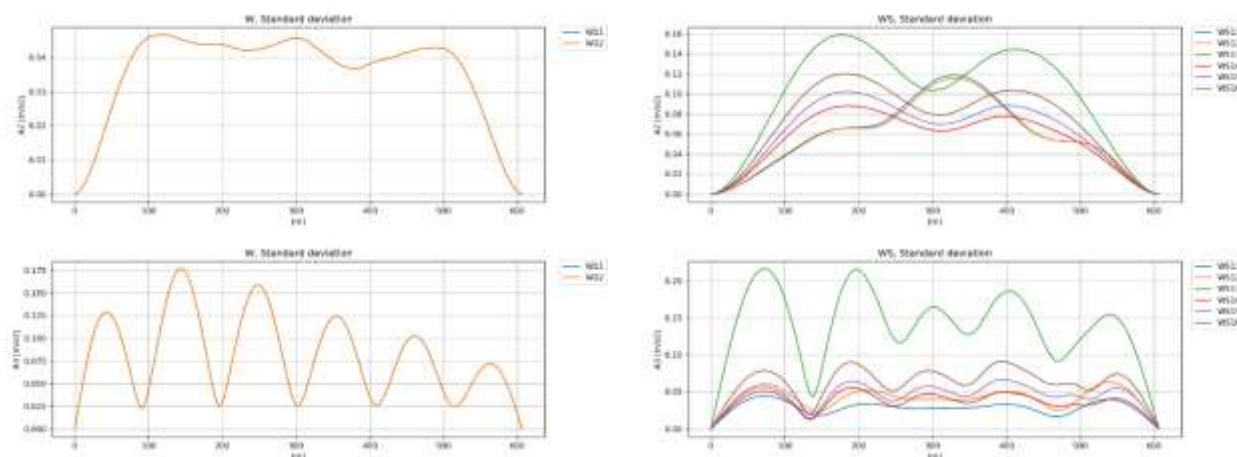


Figur 7-45: Rotasjoner i brubjelken om langsgående akse fra utvalgte lasttilfeller



Figur 7-46: Rotasjoner av brubjelke om tverrgående horisontal akse fra utvalgte lasttilfeller

7.5.4 Akselerasjoner fra miljølaster



Figur 7-47: Standardavvik akselerasjoner fra vind (W) og vindsjø (WS) med 1-års returperiode. (A2: Vertikal akselerasjon, A3: Horisontal akselerasjon)

8 Kontroll av dimensjoner og funksjonskrav

Det er utført dimensjonskontroller av bruoverbygning og søyler basert på spenninger i ULS og ALS. Det er også gjort kontroller mot relevante funksjonskrav for flytebrua. Det er ikke utført en egen utmattingsberegning for brua, men effektene av utmatting av brubjelken fra bølgelaster er drøftet med utgangspunkt i de utførte analysene.

8.1 Brubjelke

Brubjelken består av en ortotrop sveiset stålkasse med høyde 4,25 meter og bredde 8 meter. Det benyttes i hovedsak S420 stål, men S460 stål lokalt over akse 2. Generell tverrskottavstand er 4 meter, men avstanden reduseres til 2 meter over søylene.

Det beregnes effektive stålspenninger inkludert reduksjon grunnet knekking av plater og stivede platefelt etter metodikk definert i [15]. Reduksjonen beregnes basert på spenningstilstanden i hver enkelt vurderte lastkombinasjon i hvert snitt langs brua.

Tabell 8-1: Tverrskottavstand og stålkvalitet

Tverrsnitt	Tverrskottavstand [m]	Stålkvalitet
C2	4	S420
E1	4	S420
T1	4	S420
T2	2	S420
T3	2	S460

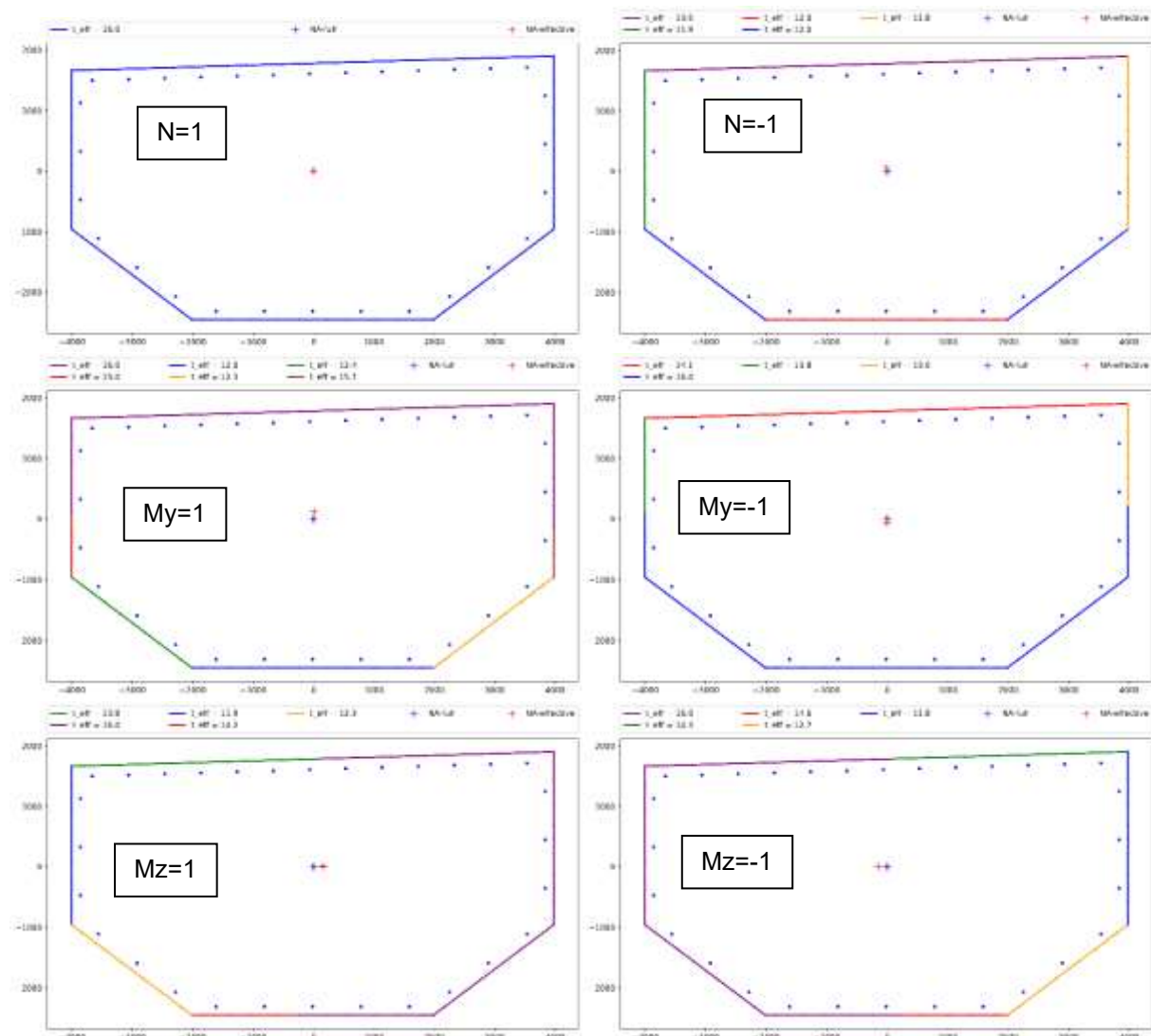
8.1.1 Effektive arealer

Under er effektive tverrsnitt vist for ulike rene lastvirkninger.

8.1.1.1 C2

Tabell 8-2: Effektive tverrsnitt under rene lastvirkninger for tverrsnitt C2 (alle enheter følger SI-system)

A	Aeff	Iy	Iyeff	Iz	Izeff	NA-y	NA-z	NAeff-y	NAeff-z	N	My	Mz
0.619	0.619	1.799875	1.800	4.735756	4.736	0	0	0	0	1	0	0
0.619	0.541	1.799875	1.560	4.735756	4.064	0	0	-0.007	0.055	-1	0	0
0.619	0.584	1.799875	1.638	4.735756	4.525	0	0	0.006	0.121	0	1	0
0.619	0.596	1.799875	1.741	4.735756	4.536	0	0	-0.003	-0.057	0	-1	0
0.619	0.587	1.799875	1.717	4.735756	4.409	0	0	0.157	0.007	0	0	1
0.619	0.59	1.799875	1.727	4.735756	4.420	0	0	-0.149	0.004	0	0	-1

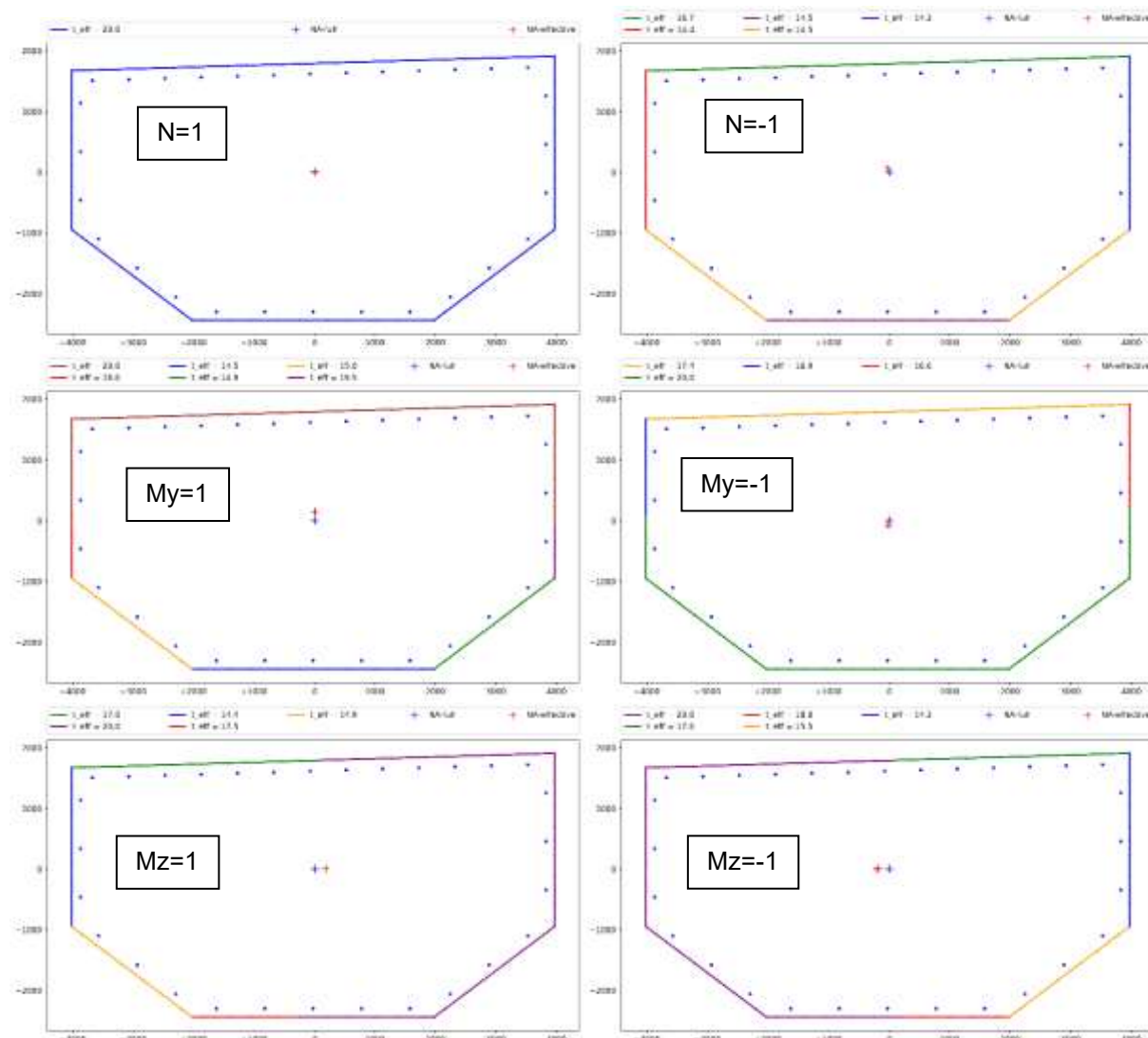


Figur 8-1: Effektive tverrsnitt under rene lastvirkninger for tverrsnitt C1. Prikker indikerer arealsenter for stivere, rød farge på prikk indikerer stiver i tverrsnittsklasse 4.

8.1.1.2 E1

Tabell 8-3: Effektive tverrsnitt under rene lastvirkninger for tverrsnitt E1 (alle enheter følger SI-system)

A	Aeff	I _y	I _{yeff}	I _z	I _{zeff}	NA-y	NA-z	NAeff-y	NAeff-z	N	My	Mz
0.709	0.709	2.076997	2.077	5.461679	5.462	0	0	-0.005	0	1	0	0
0.709	0.602	2.076997	1.751	5.461679	4.543	0	0	-0.014	0.066	-1	0	0
0.709	0.602	2.076997	1.751	5.461679	4.543	0	0	-0.014	0.066	-1	0	0
0.709	0.677	2.076997	1.993	5.461679	5.180	0	0	-0.01	-0.072	0	-1	0
0.709	0.665	2.076997	1.964	5.461679	5.010	0	0	0.185	0.009	0	0	1
0.709	0.668	2.076997	1.974	5.461679	5.021	0	0	-0.187	0.004	0	0	-1

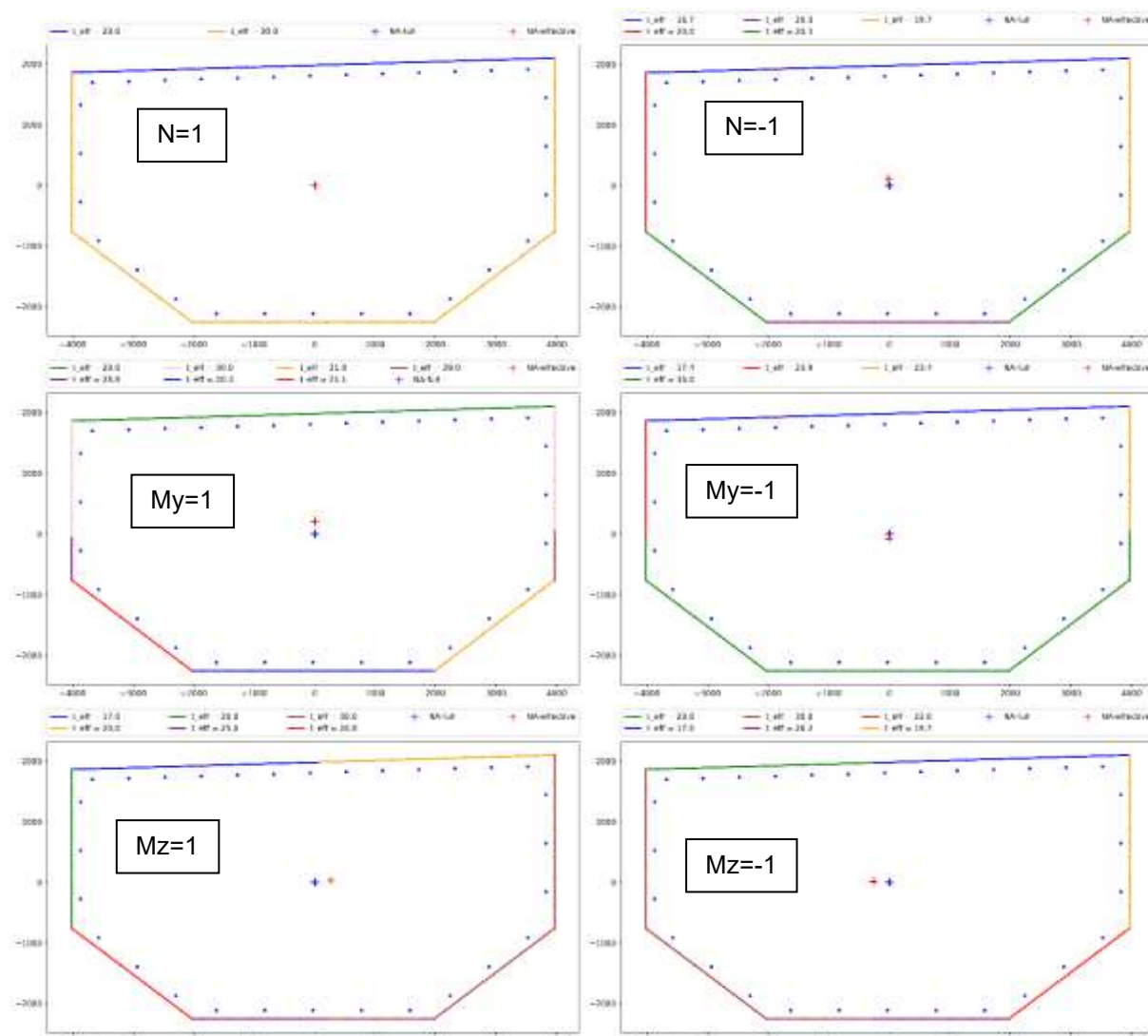


Figur 8-2: Effektive tverrsnitt under rene lastvirkninger for tverrsnitt E1. Prikker indikerer arealsenter for stivere, rød farge på prikk indikerer stiver i tverrsnittsklasse 4.

8.1.1.3 T1

Tabell 8-4: Effektive tverrsnitt under rene lastvirkninger for tverrsnitt T1 (alle enheter følger SI-system)

A	Aeff	Iy	Iyeff	Iz	Izeff	NA-y	NA-z	NAeff-y	NAeff-z	N	My	Mz
0.853	0.853	2.483043	2.483	6.851909	6.852	0	0	0	0.001	1	0	0
0.853	0.684	2.483043	1.997	6.851909	5.319	0	0	-0.013	0.113	-1	0	0
0.853	0.768	2.483043	2.143	6.851909	6.358	0	0	0.001	0.203	0	1	0
0.853	0.807	2.483043	2.362	6.851909	6.341	0	0	-0.007	-0.082	0	-1	0
0.853	0.781	2.483043	2.301	6.851909	6.077	0	0	0.267	0.028	0	0	1
0.853	0.786	2.483043	2.316	6.851909	6.096	0	0	-0.257	0.012	0	0	-1

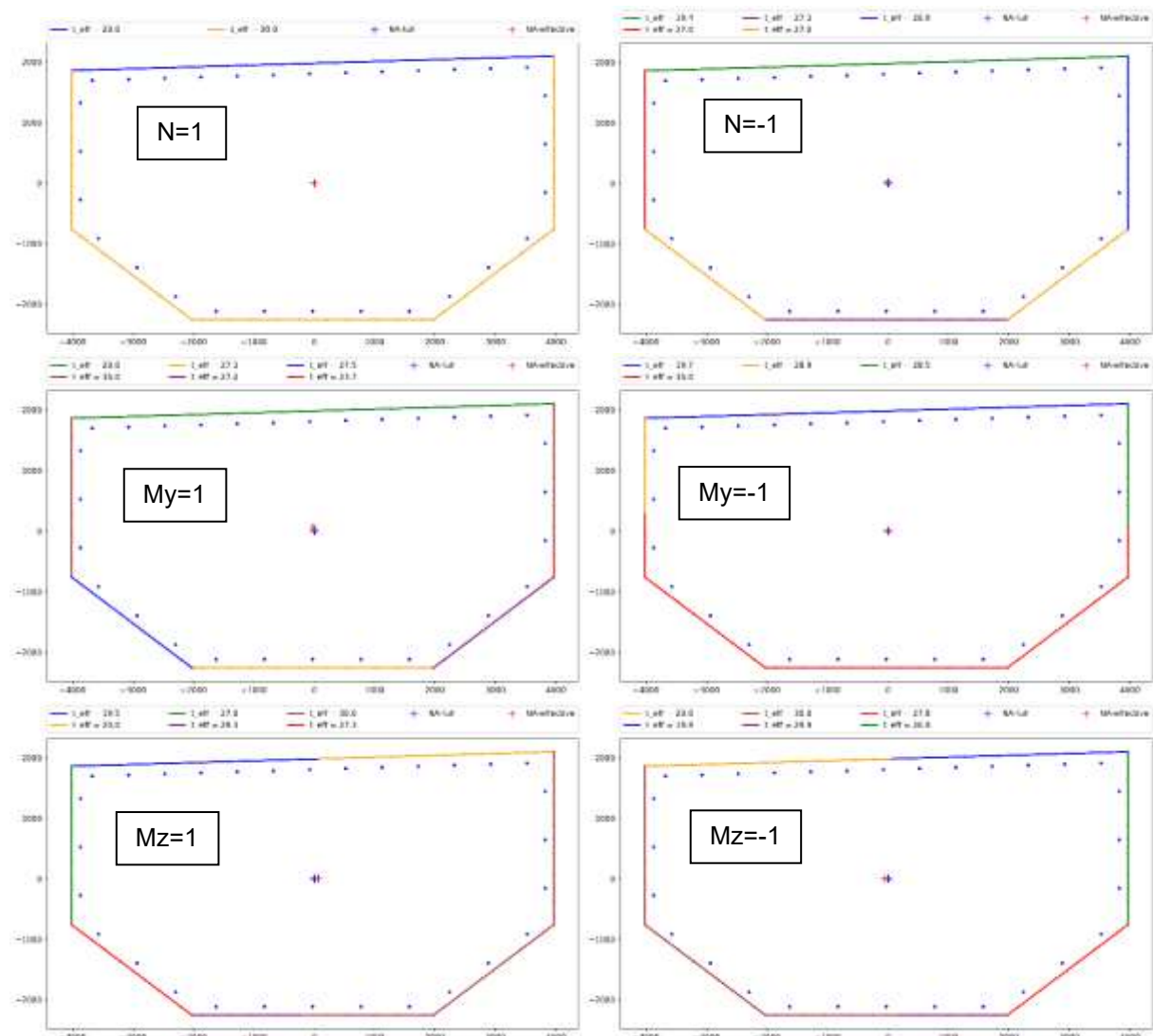


Figur 8-3: Effektive tverrsnitt under rene lastvirkninger for tverrsnitt T1. Prikker indikerer arealsenter for stivere, rød farge på prikk indikerer stiver i tverrsnittsklasse 4.

8.1.1.4 T2

Tabell 8-5: Effektive tverrsnitt under rene lastvirkninger for tverrsnitt T1 (alle enheter følger SI-system)

A	Aeff	Iy	Iyeff	Iz	Izeff	NA-y	NA-z	NAeff-y	NAeff-z	N	My	Mz
0.853	0.853	2.483043	2.483	6.851909	6.852	0	0	0	0.001	1	0	0
0.853	0.805	2.483043	2.350	6.851909	6.403	0	0	-0.004	0.035	-1	0	0
0.853	0.827	2.483043	2.389	6.851909	6.680	0	0	-0.012	0.057	0	1	0
0.853	0.846	2.483043	2.468	6.851909	6.763	0	0	-0.007	-0.01	0	-1	0
0.853	0.835	2.483043	2.445	6.851909	6.644	0	0	0.069	0.006	0	0	1
0.853	0.838	2.483043	2.457	6.851909	6.655	0	0	-0.063	0.002	0	0	-1

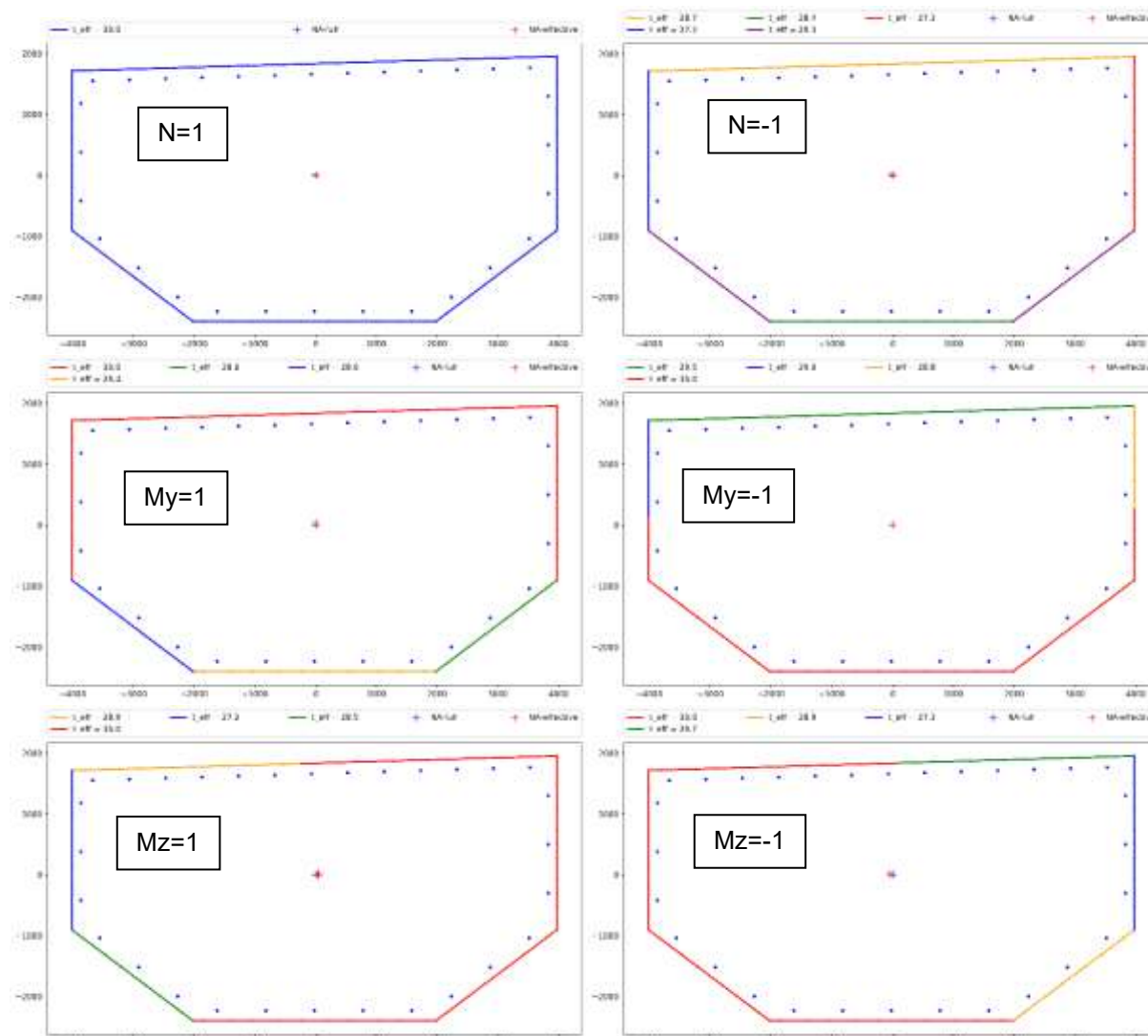


Figur 8-4: Effektive tverrsnitt under rene lastvirkninger for tverrsnitt T1. Prikker indikerer arealsenter for stivere, rød farge på prikk indikerer stiver i tverrsnittsklasse 4.

8.1.1.5 T3

Tabell 8-6: Effektive tverrsnitt under rene lastvirkninger for tverrsnitt T3 (alle enheter følger SI-system)

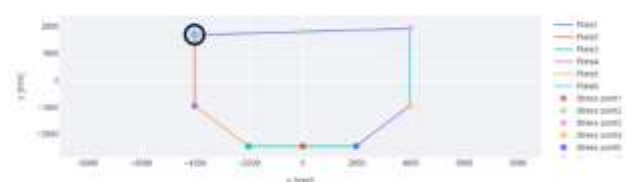
A	Aeff	Iy	Iyeff	Iz	Izeff	NA-y	NA-z	NAeff-y	NAeff-z	N	My	Mz
1.035	1.035	3.047882	3.048	7.964345	7.964	0	0	0	-0.002	1	0	0
1.035	0.995	3.047882	2.939	7.964345	7.574	0	0	-0.004	0.002	-1	0	0
1.035	1.022	3.047882	2.989	7.964345	7.892	0	0	-0.001	0.024	0	1	0
1.035	1.028	3.047882	3.030	7.964345	7.888	0	0	-0.002	-0.012	0	-1	0
1.035	1.02	3.047882	3.019	7.964345	7.786	0	0	0.048	-0.006	0	0	1
1.035	1.023	3.047882	3.028	7.964345	7.800	0	0	-0.043	-0.004	0	0	-1

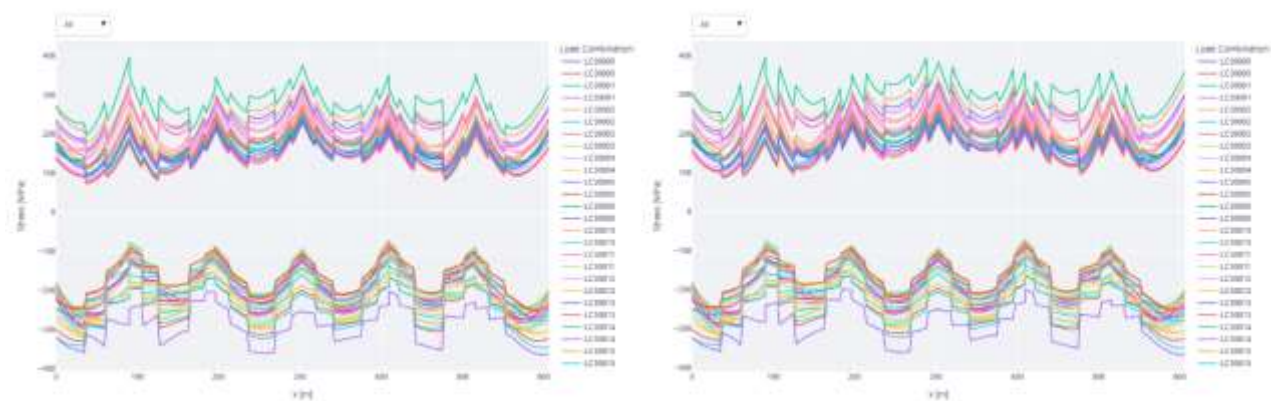


Figur 8-5: Effektive tverrsnitt under rene lastvirkninger for tverrsnitt T3. Prikker indikerer arealsenter for stivere, rød farge på prik indikerer stiver i tverrsnittsklasse 4.

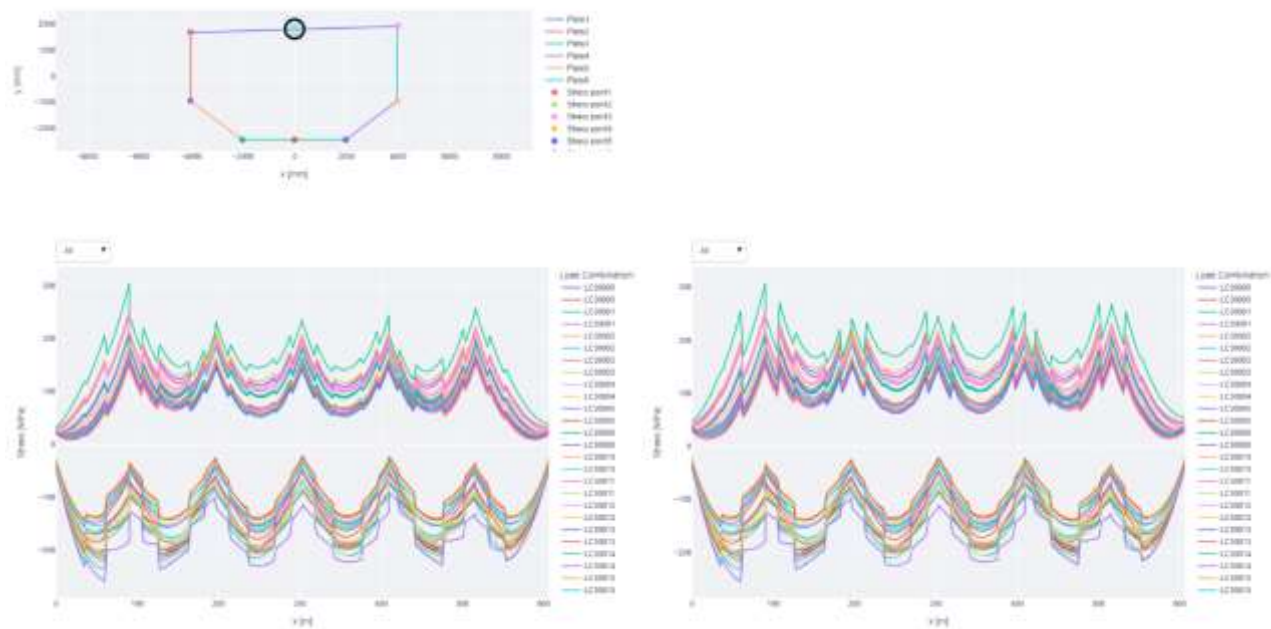
8.1.2 Spenninger fra lastkombinasjoner i bruddgrensetilstanden

Det tas utgangspunkt i bruk av S420 ($f_{yd} = 420/1.1 = 382 \text{ MPa}$) stål i brukassen, med bruk av S460 ($f_{yd} = 460/1.1 = 418 \text{ MPa}$) stål lokalt over akse 2. Det er lastkombinasjon LC30022 som gir de kritiske spenningsene i alle snitt av brubjelken. Dette er kombinasjonen der miljølasten som vind og bølger ikke kombineres med trafikk, men påsettes med hhv. 50- og 100-års returperiode. Det er spenningspunktene 3, 5 og 7 som er mest kritiske. Fordeling av de ulike tverrsnittene er rimelig optimalisert, men det er noen overskridelser av tillatt ULS-spenninger lokalt i enkelte punkter. Dette dreier seg i hovedsak om over søylene og særlig i akse 2 som er mest belastet. Dette er lokalt og kommer fra teoretiske spenningstopper midt over søylene. Det ligger også inne noe stål som er tiltenkt forsterkninger over søyler som vil bidra til kapasitet, men det er ikke detaljert ut i dette forprosjektet.

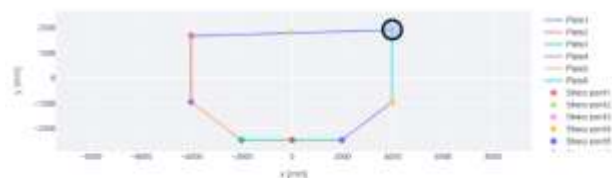


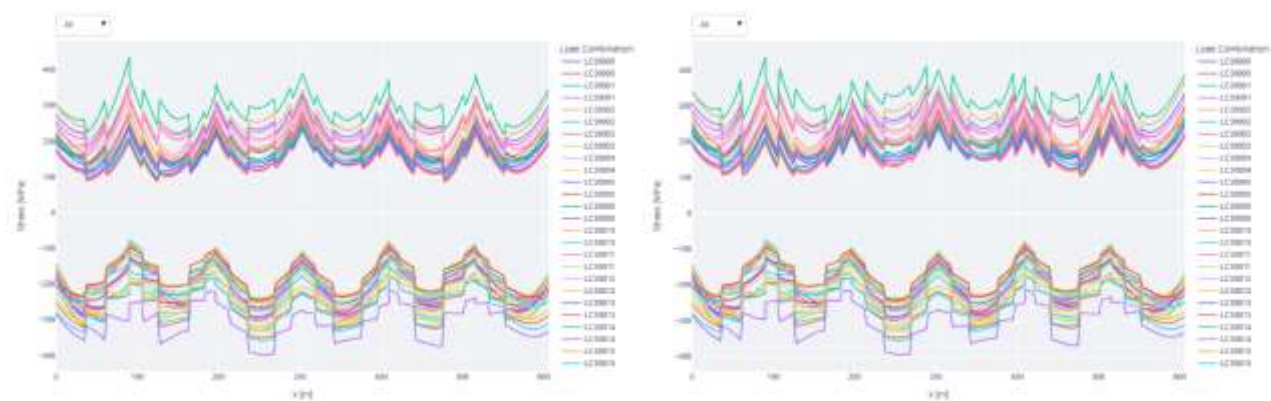


Figur 8-6: Lineære spenninger (venstre) og effektive spenninger (høyre) i spenningspunkt 1. LC30022 kritisk i alle snitt

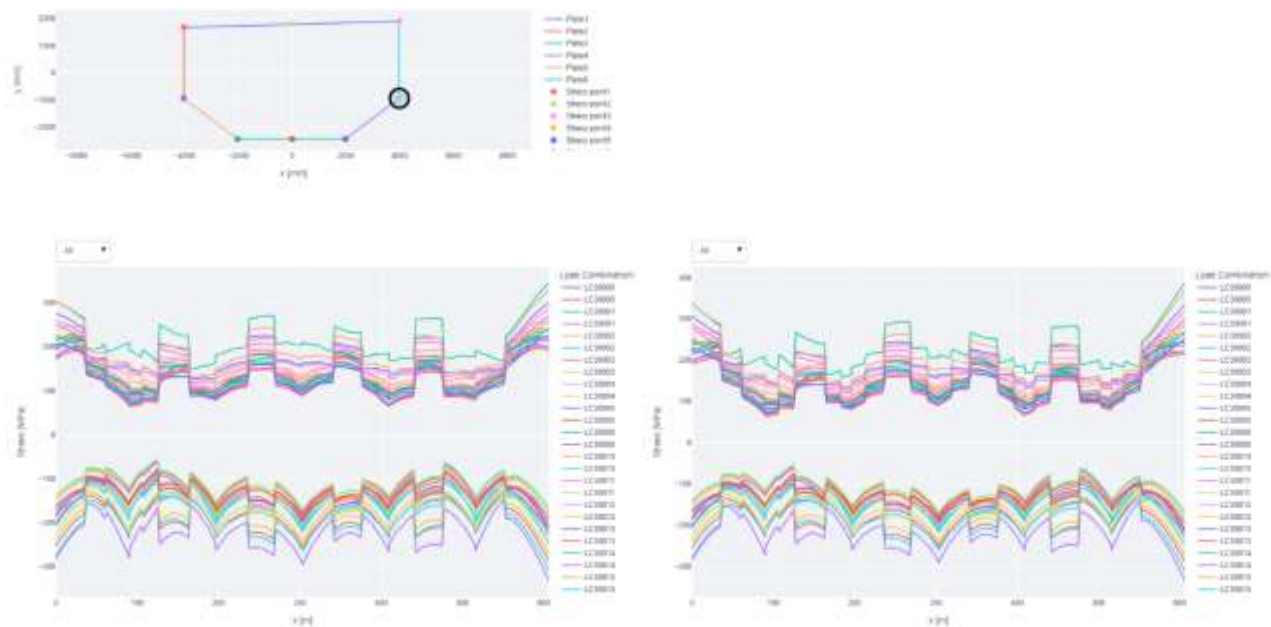


Figur 8-7: Lineære spenninger (venstre) og effektive spenninger (høyre) i spenningspunkt 2. LC30022 kritisk i alle snitt

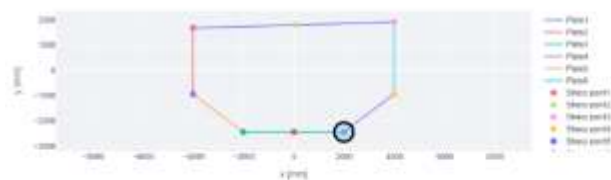


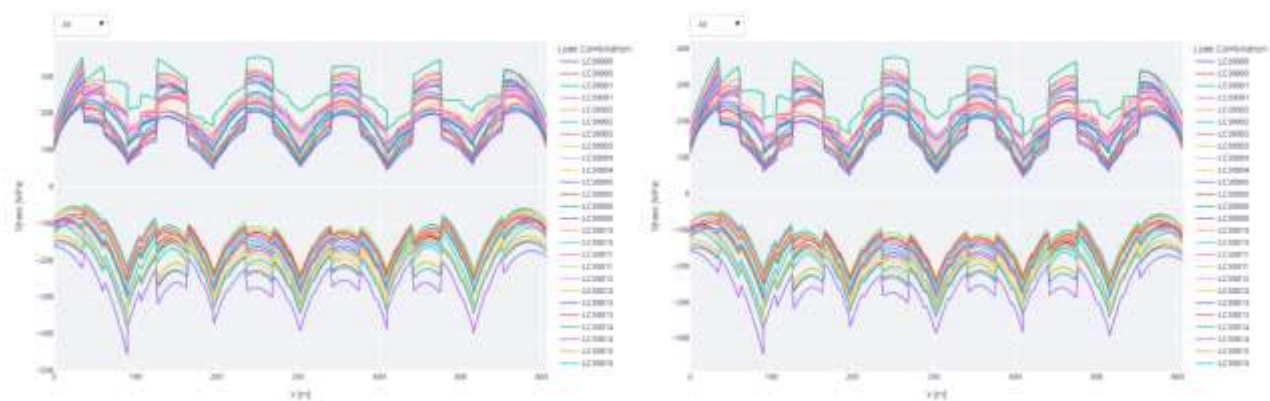


Figur 8-8: Lineære spenninger (venstre) og effektive spenninger (høyre) i spenningspunkt 3. LC30022 kritisk i alle snitt

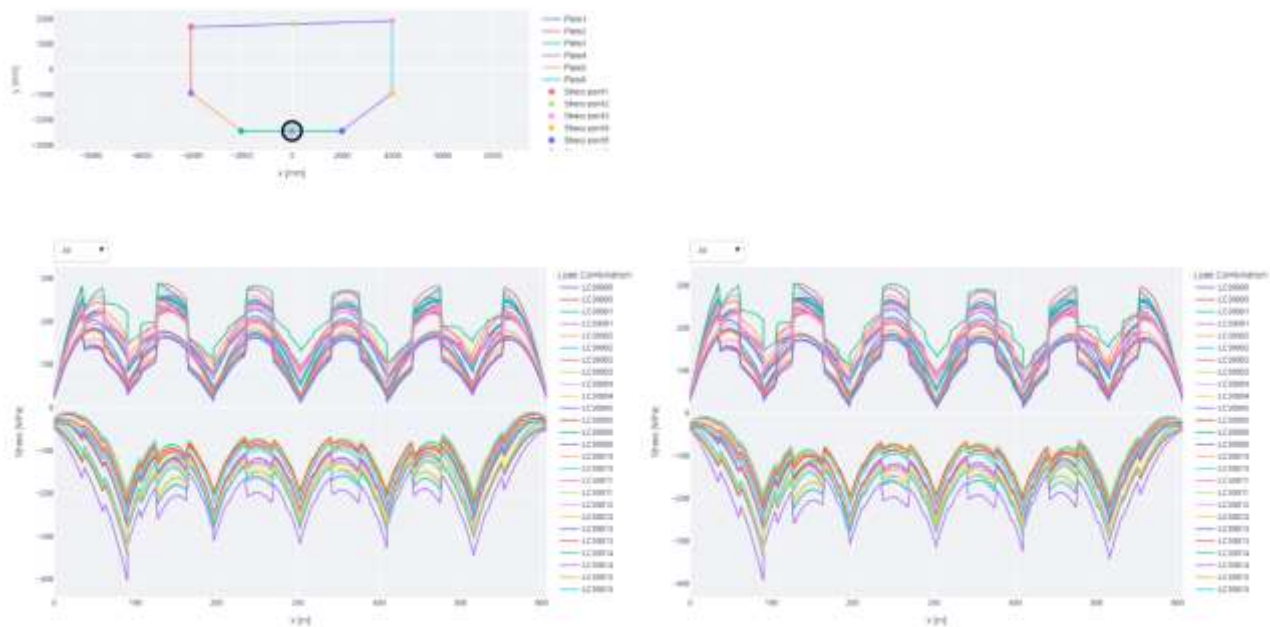


Figur 8-9: Lineære spenninger (venstre) og effektive spenninger (høyre) i spenningspunkt 4. LC30022 kritisk i alle snitt

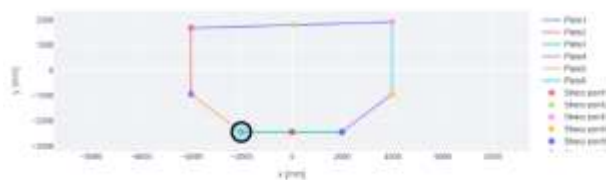


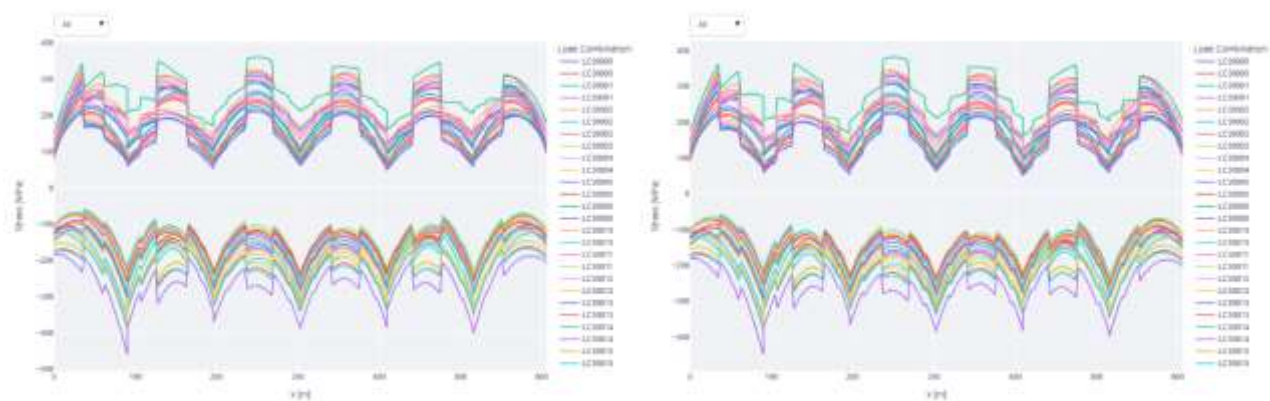


Figur 8-10: Lineære spenninger (venstre) og effektive spenninger (høyre) i spenningspunkt 5. LC30022 kritisk i alle snitt

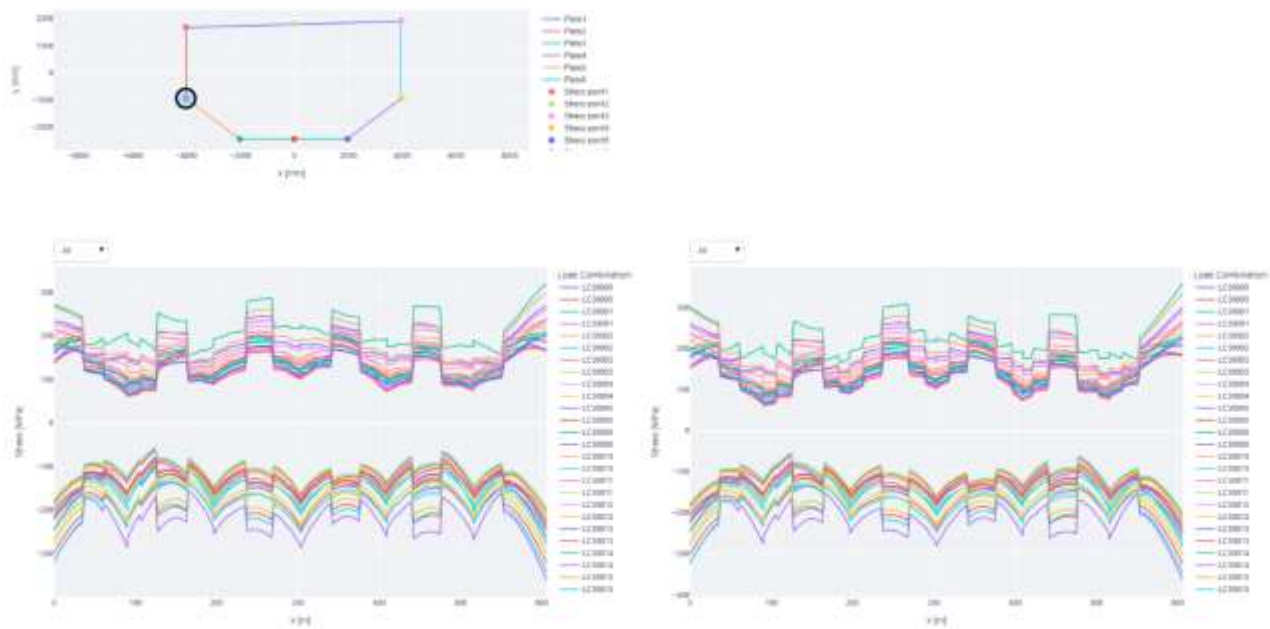


Figur 8-11: Lineære spenninger (venstre) og effektive spenninger (høyre) i spenningspunkt 6. LC30022 kritisk i alle snitt





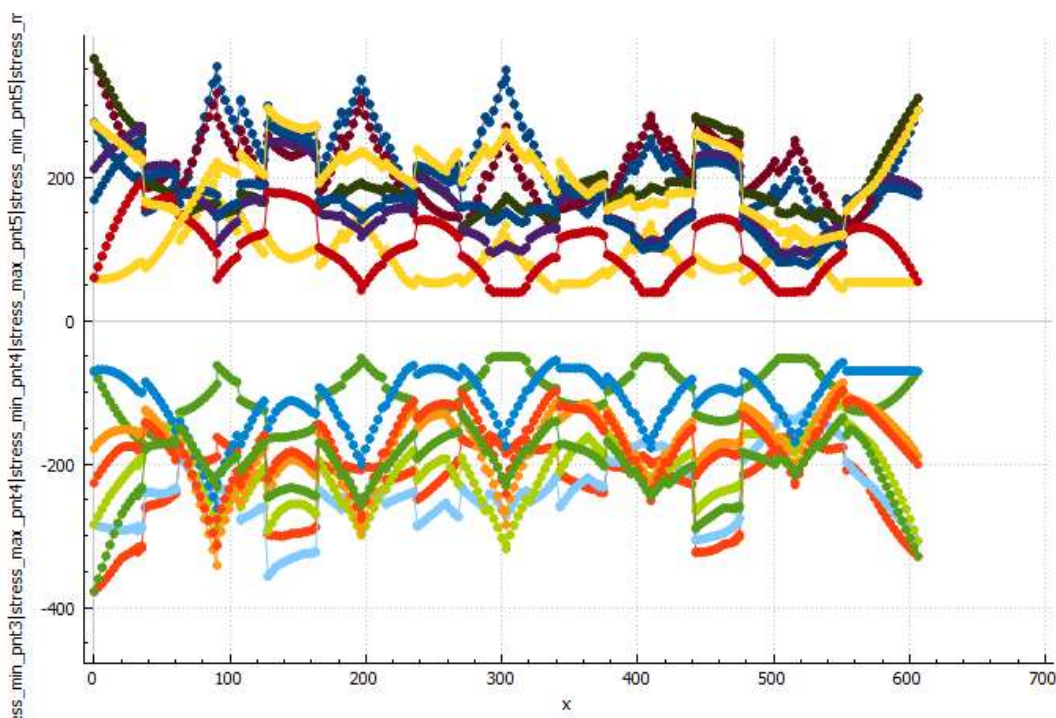
Figur 8-12: Lineære spenninger (venstre) og effektive spenninger (høyre) i spenningspunkt 7. LC30022 kritisk i alle snitt



Figur 8-13: Lineære spenninger (venstre) og effektive spenninger (høyre) i spenningspunkt 8. LC30022 kritisk i alle snitt

8.1.3 Spenninger fra skipsstøt i ulykkesgrensetilstanden

I Figur 8-14 er det vist spenninger i alle spenningspunkter fra skipsstøt i ulykkesgrensetilstanden. Som det fremkommer blir det betydelige spenninger i landfestet i akse 1, men flytespenninger oppnås ikke noe sted langs brujelken.



Figur 8-14: Spenninger [MPa] i alle spenningspunkter fra skipsstøtkombinasjonen 31000

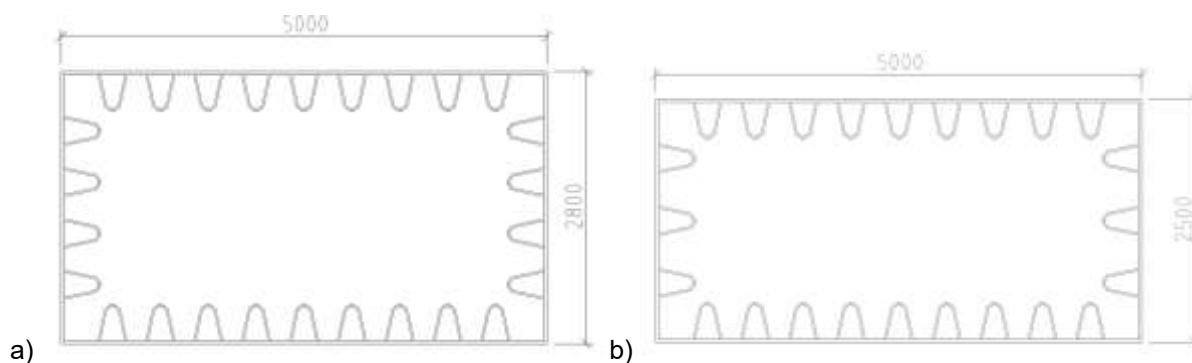
8.1.4 Utmattingsgrensetilstanden

Brua opplever betydelige spenninger fra bølgelaster i ULS og dette kan også gi utfordringer med utmatting. Utmatting domineres dog av mer frekvente bølgetilstander, der både bølgetopp-periode, T_p , og signifikant bølgehøyde, H_s , vil være lavere enn det som er vurdert i ekstremtilfellene betraktet i denne rapporten. Ved å sammenlikne responsen fra en 100-års returperiode vindsjøtilstand med en 1-års tilstand (se Figur 7-32 og Figur 7-33) kan man se at ved en redusert periode reduseres også eksitering av noen kritiske moder som setter opp store bøyemomenter ved akse 2. Ved ytterligere reduksjon av bølgeperioden, vil eksitasjon av disse modene sannsynligvis reduseres ytterligere.

Det kan ikke trekkes noen endelige slutninger om utmatting vil kunne påvirke dimensjoner uten å utføre en utmattingsanalyse, men det er faktorer til stede som gjør at det er sannsynlig at dimensjonene som kreves av ULS og ALS vil kunne være tilstrekkelig også i utmattingsgrensetilstanden.

8.2 Søyler

Søylene er kun grovt detaljert i dette forprosjektet. Søylestivheten påvirker egenfrekvensene til noen viktige svingformer som eksiteres av bølgelaster, og det her derfor vært viktig å ha en sammenheng mellom stivheter i analysemodellen og tverrsnitt som har tilstrekkelig kapasitet. Under er det derfor utført en brutto-spenningskontroll av noen estimerte tverrsnitt.



Figur 8-15: Søyletverrsnitt, a) Akse 2, b) akse 3-6

8.2.1 Akse 2

Bruddgrensetilstanden:

Sterk-akse moment, SM1:	1.46e8 Nm
Annet arealmoment, I1:	2.81 m ⁴
Bredde, b:	5 m
Motstandsmoment, W1:	1.124 m ³
Spenning, σ_{SM1} :	<u>130 MPa</u>

Svak-akse moment, SM2:	2.91e8 Nm
Annet arealmoment, I2:	1.14 m ⁴
Bredde, b:	2.8 m
Motstandsmoment, W2:	0.814 m ³
Spenning, σ_{SM2} :	<u>357 MPa</u>

Aksial kraft, SF1:	1.70e7 N
Areal, A:	0.89 m ²
Spenning, σ_{SF1} :	<u>19 MPa</u>

Total spenning beregnes med kvadratrotssummering da kilden til spenningene i hovedsak kommer fra dynamiske svingninger og ekstremverdien til de ulike snittkreftene lite sannsynlig opptrer samtidig.

$$\sigma_{max} = \sqrt{\sigma_{SM1}^2 + \sigma_{SM2}^2 + \sigma_{SF1}^2} = 381 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{420/1.1}{381} = 1.0$$

Ulykkesgrensetilstanden fra skipsstøt:

Sterk-akse moment, SM1:	3.68e8 Nm
Annet arealmoment, I1:	2.81 m ⁴
Bredde, b:	5 m
Motstandsmoment, W1:	1.124 m ³
Spenning, σ_{SM1} :	<u>327 MPa < 420 MPa</u>

8.2.2 Akse 3-6

Bruddgrensetilstanden:

Sterk-akse moment, SM1:	1.08e8 Nm
Annet arealmoment, I1:	2.53 m ⁴
Bredde, b:	5 m

Motstandsmoment, W1: 1.012 m³
 Spenning, σ_{SM1} : 107 MPa

Svak-akse moment, SM2: 2.59e8 Nm
 Annet arealmoment, I2: 0.874 m⁴
 Bredde, b: 2.5 m
 Motstandsmoment, W2: 0.699 m³
 Spenning, σ_{SM2} : 370 MPa

Aksial kraft, SF1: 1.50e7 N
 Areal, A: 0.846 m²
 Spenning, σ_{SF1} : 18 MPa

Total spenning beregnes med kvadratrotssummering da kilden til spenningene i hovedsak kommer fra dynamiske svingninger og ekstremverdien til de ulike snittkreftene lite sannsynlig opptrer samtidig.

$$\sigma_{max} = \sqrt{\sigma_{SM1}^2 + \sigma_{SM2}^2 + \sigma_{SF1}^2} = 386 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{420/1.1}{386} = 1.0$$

Ulykkesgrensetilstanden fra skipsstøt:

Sterk-akse moment, SM1: 2.40e8 Nm
 Annet arealmoment, I1: 2.53 m⁴
 Bredde, b: 5 m
 Motstandsmoment, W1: 1.012 m³
 Spenning, σ_{SM1} : 237 MPa < 420 MPa

8.3 Landkar

Tabell 8-7: Kombinerte krefter i bruender

	Jøa		Ølhammaren	
	ULS	ALS	ULS	ALS
M _T [MNm]	99.88	192.09	147.56	289.72
M _Z [MNm]	434.44	344.59	392.31	411.13
F _y [MN]	6.65	6.91	6.28	7.67
F _{x,max} [MN]	25.90	37.10	31.30	40.22
F _{x,min} [MN]	43.40	48.79	40.40	47.70
F _{z,max} [MN]	0.47	0.00	1.77	0.00
F _{z,min} [MN]	7.87	2.98	8.57	4.49

Kraft overført til opplagrene:

avstand mellom opplagrene: $a_{\text{oppl}} := 11.5 \text{ m}$ **Jøa****Ølhammaren**

Lager i underkant:

$$F_{UK,J\ddot{o}a;ULS} := \frac{F_{z,J\ddot{o}a;min;ULS}}{2} + \frac{M_{T,J\ddot{o}a;ULS}}{a_{\text{oppl}}} = 12.62 \text{ MN}$$

$$F_{UK,J\ddot{o}a;ALS} := \frac{F_{z,J\ddot{o}a;min;ALS}}{2} + \frac{M_{T,J\ddot{o}a;ALS}}{a_{\text{oppl}}} = 18.19 \text{ MN}$$

$$F_{UK,\ddot{O}lh;ULS} := \frac{F_{z,\ddot{O}lh;min;ULS}}{2} + \frac{M_{T,\ddot{O}lh;ULS}}{a_{\text{oppl}}} = 17.12 \text{ MN}$$

$$F_{UK,\ddot{O}lh;ALS} := \frac{F_{z,\ddot{O}lh;min;ALS}}{2} + \frac{M_{T,\ddot{O}lh;ALS}}{a_{\text{oppl}}} = 27.44 \text{ MN}$$

Lager i overkant:

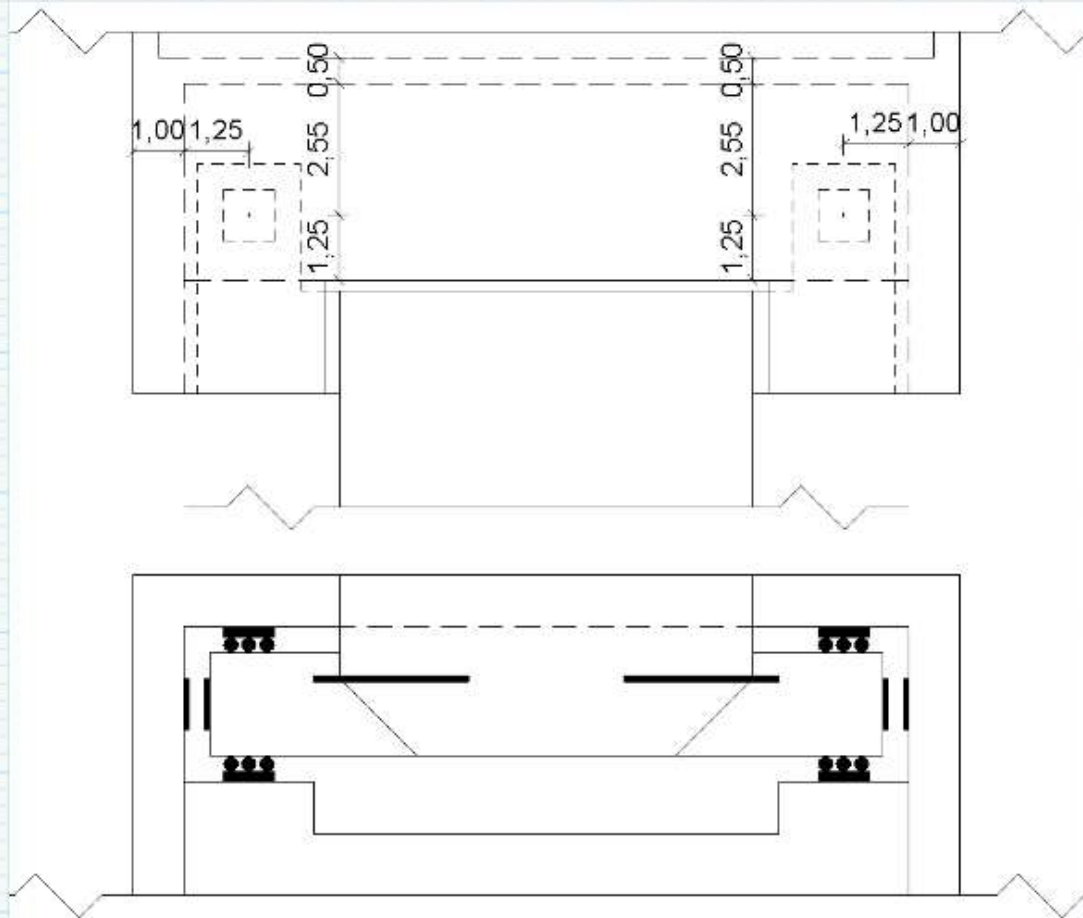
$$F_{OK,J\ddot{o}a;ULS} := \frac{F_{z,J\ddot{o}a;max;ULS}}{2} + \frac{M_{T,J\ddot{o}a;ULS}}{a_{\text{oppl}}} = 8.92 \text{ MN}$$

$$F_{OK,J\ddot{o}a;ALS} := \frac{F_{z,J\ddot{o}a;max;ALS}}{2} + \frac{M_{T,J\ddot{o}a;ALS}}{a_{\text{oppl}}} = 16.7 \text{ MN}$$

$$F_{OK,\ddot{O}lh;ULS} := \frac{F_{z,\ddot{O}lh;max;ULS}}{2} + \frac{M_{T,\ddot{O}lh;ULS}}{a_{\text{oppl}}} = 13.72 \text{ MN}$$

$$F_{OK,\ddot{O}lh;ALS} := \frac{F_{z,\ddot{O}lh;max;ALS}}{2} + \frac{M_{T,\ddot{O}lh;ALS}}{a_{\text{oppl}}} = 25.19 \text{ MN}$$

Betongplate oppløft



Bruddmekanisme gjennom punktlast

Lik momentkapasitet i platens lengderetning
som i platens tverretning

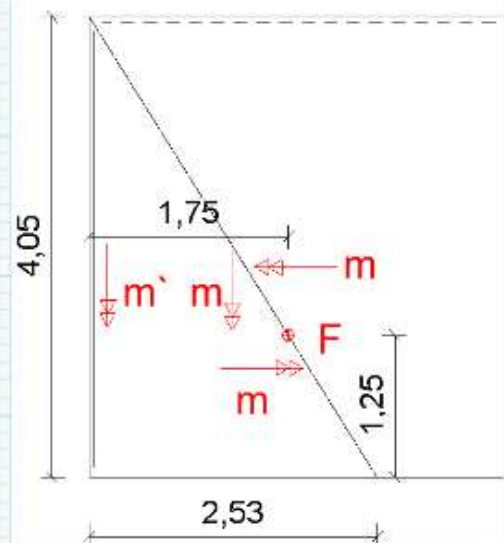
$$A_i = 4.05 \cdot m \cdot w / 2.53 + 4.05 \cdot m' \cdot w / 2.53 + 2 \cdot 2.53 \cdot 0.5 \cdot m \cdot w / 4.05$$

$$= > ((4.05/2.53 + 2.53/4.05)m + 4.05/2.53 \cdot m') \cdot w$$

$$A_y = P \cdot (w \cdot 1.75 / 2.53)$$

Lik armering i OK og UK gir

$$P_{crit,1} := \frac{\left(2 \cdot \frac{4.05}{2.53} + 2 \cdot \frac{2.53}{4.05}\right) \cdot 2.53}{1.75} = 6.43 \text{ (m)}$$



Bruddmekanisme sirkulær gjennom punktlast

Lik momentkapasitet i platens lengderetning
som i platens tverrretning

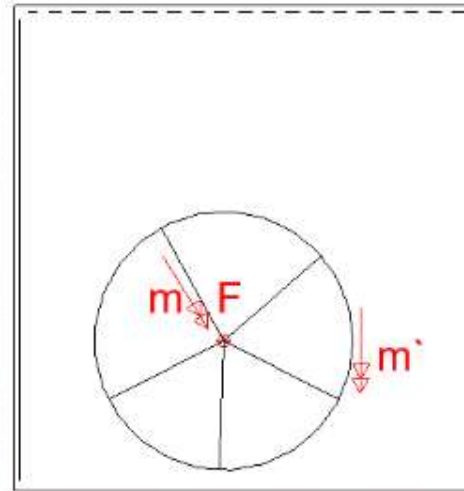
$$A_i = 2 \cdot \pi \cdot m \cdot w + 2 \cdot \pi \cdot m' \cdot w = 2 \cdot \pi \cdot (m + m') \cdot w$$

$$A_y = P \cdot w$$

$$P_{crit} := 2 \cdot \pi \cdot (m + m')$$

Ved lik armering i OK og UK i platen. Med
unntak av ingen armering i UK i platens
tverrretning blir kapasiteten.

$$P_{crit,2} := \left(2 + \frac{1}{2} \cdot 2\right) \pi \cdot (m)$$



lavest kapasitet ved skrå bruddlinje gjennom punktlast

Ølhammaren

ULS:

$$h := 1000 \text{ mm}$$

$$d := h - 116 \text{ mm} = 884 \text{ mm}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot \frac{35 \text{ MPa} \cdot 0.85}{\gamma_c} \cdot d^2 = 4.26 \frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed} := \frac{F_{OK, \text{Ølh, ULS}}}{P_{crit,1}} = 2.13 \frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = 808.84 \text{ mm}$$

$$A_{s, \text{ULS}, \text{Ølh}} := \frac{M_{Ed}}{z \cdot \frac{500 \text{ MPa}}{\gamma_s}} = 6061.47 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

ALS:

$$h := 1000 \text{ mm}$$

$$d := h - 116 \text{ mm} = 884 \text{ mm}$$

$$\gamma_s := 1.0$$

$$\gamma_c := 1.2$$

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot \frac{35 \text{ MPa} \cdot 0.85}{\gamma_c} \cdot d^2 = 5.33 \frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

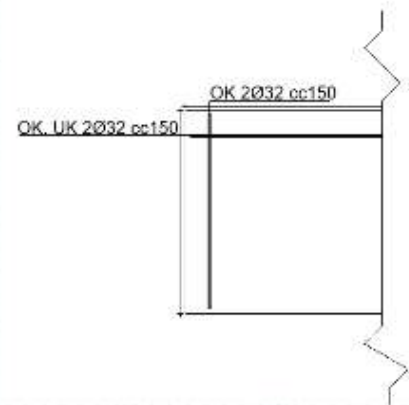
$$M_{Ed} := \frac{F_{OK, \text{Ølh, ALS}}}{P_{crit,1}} = 3.92 \frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = 773.56 \text{ mm}$$

$$A_{s,ALS;\varnothing h} := \frac{M_{Ed}}{z \cdot \frac{500 \text{ MPa}}{\gamma_s}} = 10122.42 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Velger 2Ø32 i OK og UK $A_{s;\varnothing} := 2 \cdot \pi \cdot 16^2 \text{ mm}^2 = 1608.5 \text{ mm}^2$

$$cc := \frac{A_{s;\varnothing}}{A_{s,ALS;\varnothing h}} = 158.9 \text{ mm} \quad cc150 \rightarrow A_s := \frac{A_{s;\varnothing}}{0.15 \text{ m}} = 10723.3 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$



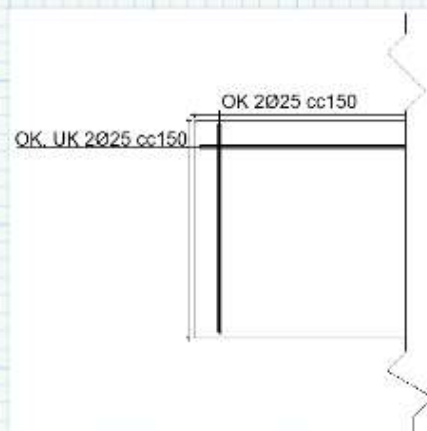
Jøa

$$A_{s,ULS;Jøa} = 3816.66 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,ALS;Jøa} = 6403.16 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Velger 2Ø25 i OK og UK $A_{s;\varnothing} := 2 \cdot \pi \cdot 12.5^2 \text{ mm}^2 = 981.75 \text{ mm}^2$

$$cc := \frac{A_{s;\varnothing}}{A_{s,ALS;Jøa}} = 153.32 \text{ mm} \quad cc150 \rightarrow A_s := \frac{A_{s;\varnothing}}{0.15 \text{ m}} = 6544.98 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$



Kontroll av fleksibel plate

$$t := 130 \text{ mm}$$

$$a := 4000 \text{ mm}$$

$$b := 3000 \text{ mm}$$

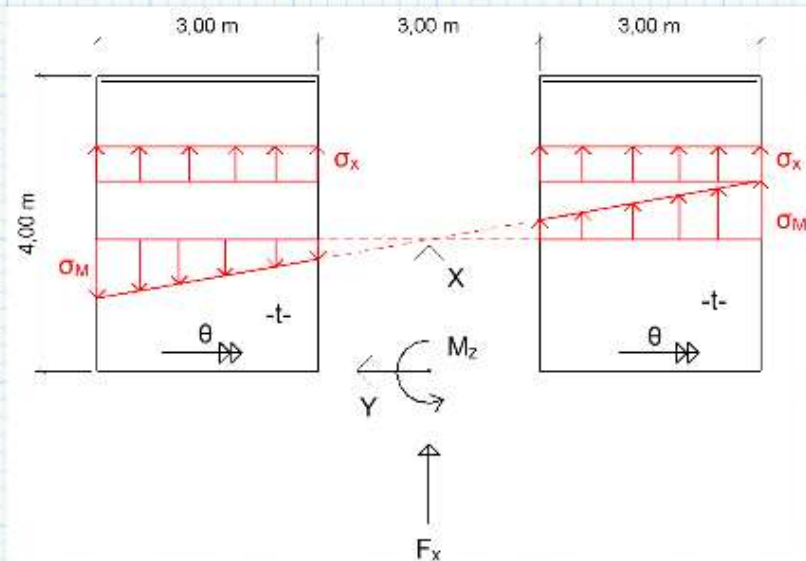
$$\theta := 1.506 \cdot \frac{\pi}{180} = 0.03 \text{ rad}$$

Material

$$f_y := 600 \text{ MPa}$$

$$E := 210000 \text{ MPa}$$

$$\nu := 0.3$$



Jøa

ULS:

$$M_{z,1} := M_{z,J\ddot{o}a,ULS} = 434.44 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{s,ULS} := 1.05$$

$$F_{x,1} := F_{x,J\ddot{o}a,min,ULS} = 43.4 \text{ MN}$$

ALS:

$$M_{z,2} := M_{z,J\ddot{o}a,ALS} = 344.59 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{s,ALS} := 1.00$$

$$F_{x,2} := F_{x,J\ddot{o}a,min,ALS} = 48.79 \text{ MN}$$

Ølhammaren

$$M_{z,3} := M_{z,\ddot{O}lh,ULS} = 392.31 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$F_{x,3} := F_{x,\ddot{O}lh,min,ULS} = 40.4 \text{ MN}$$

$$M_{z,4} := M_{z,\ddot{O}lh,ALS} = 411.13 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$F_{x,4} := F_{x,\ddot{O}lh,min,ALS} = 47.7 \text{ MN}$$

Jøa - ULS:

$$\sigma_x := \frac{F_{x,1}}{t \cdot b \cdot 2} = 55.64 \text{ MPa} \quad f_d := \frac{f_y}{\gamma_{s,ULS}} = 571.43 \text{ MPa}$$

$$I_z := 2 \cdot (t \cdot b) \cdot \left(\frac{3 \cdot b}{2}\right)^2 + 2 \cdot \frac{t \cdot b^3}{12} = (16.38 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{M,1} := \frac{M_{x,1} \cdot \frac{3 \cdot b}{2}}{I_z} = 119.35 \text{ MPa} \quad \sigma_{M,2} := \frac{M_{x,1} \cdot \frac{1 \cdot b}{2}}{I_z} = 39.78 \text{ MPa} +$$

$$\sigma_1 := \sigma_{M,1} + \sigma_x = 174.99 \text{ MPa} \quad \sigma_2 := \sigma_{M,2} + \sigma_x = 95.42 \text{ MPa}$$

EC3-1-5 - Tillegg A

$$\Psi := \begin{cases} \text{if } \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0.5 & = 0.55 \\ \parallel & 0.5 \\ \text{else} & \\ \parallel & \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \end{cases}$$

$$\alpha := \frac{a}{b} = 1.33$$

$$k_{\sigma,p} := \frac{4 \cdot (1 + \sqrt{1})}{(\Psi + 1) \cdot (1 + 1)} = 2.59$$

$$\sigma_{cr,p} := k_{\sigma,p} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} = 922.54 \text{ MPa}$$

EC3-1-5 - kapittel 4.5.3 og 4.4

$$\sigma_{cr,c} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{a}{2}\right)^2} = 801.91 \text{ MPa} \quad \lambda := \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} = 0.86$$

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}} = 0.81$$

$$p := \begin{cases} \text{if } \lambda_p > 0.5 + \sqrt{(0.085 - 0.055 \cdot \Psi)} & = 0.95 \\ \parallel & \text{if } \frac{\lambda_p - 0.188}{\lambda_p^2} > 1 \\ \parallel & 1 \\ \text{else} & \\ \parallel & \frac{\lambda_p - 0.188}{\lambda_p^2} \\ \text{else} & \\ \parallel & 1 \end{cases} \quad \xi := \begin{cases} \text{if } \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 > 1 & = 0.15 \\ \parallel & 1 \\ \text{else if } \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 < 0 & \\ \parallel & 0 \\ \text{else} & \\ \parallel & \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \end{cases}$$

EC3-1-1 - kapittel 6.3.1

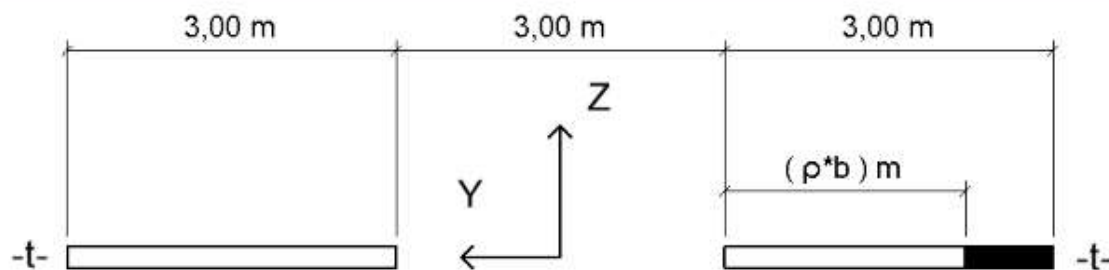
knekkkurve $c \Rightarrow \alpha = 0.49$

$$\Phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2) = 1.04$$

$$X_C := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0.62$$

EC3-1-5 - kapittel 4.5.4 og tabell 4.2

$$\rho_C := (p - X_C) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + X_C = 0.71$$



$$e_y := \frac{t \cdot b \cdot \left(b + \frac{b}{2}\right) + t \cdot \rho_C \cdot b \cdot \left(-\rho_C \cdot b - \frac{b}{2}\right)}{t \cdot (b + \rho_C \cdot b)} = 1111.73 \text{ mm}$$

$$I_{z, \text{eff}} := \frac{b^3 \cdot t}{12} + \frac{(\rho_C \cdot b)^3 \cdot t}{12} + t \cdot b \cdot \left(b + \frac{b}{2} - e_y\right)^2 + t \cdot \rho_C \cdot b \cdot \left(\rho_C \cdot b + \frac{b}{2} + e_y\right)^2 = (11.15 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

$$I_{y, \text{eff}} := \frac{b \cdot t^3}{12} + \frac{\rho_C \cdot b \cdot t^3}{12} = (940.95 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$A_{\text{eff}} := t \cdot (b + \rho_C \cdot b) = 0.67 \text{ m}^2$$

Moment fra rotasjon av brudekke om svak akse

$$M_y := \frac{4 \cdot E \cdot I_{y, \text{eff}}}{b + b \cdot \rho_C} \cdot \theta = 4.04 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{M_y} := \frac{M_y}{\frac{2 \cdot I_{y, \text{eff}}}{t}} = 279.24 \text{ MPa}$$

EC3-1-5 kapittel 4.6

$$\eta_1 := \frac{F_{x,1}}{f_d \cdot A_{\text{eff}}} + \frac{M_{x,1} + F_{x,1} \cdot e_y}{f_d \cdot \frac{I_{z, \text{eff}}}{\left(\rho_C \cdot b + \frac{b}{2} + e_y\right)}} + \frac{M_y}{f_d \cdot \frac{2 \cdot I_{y, \text{eff}}}{t}} = 0.96$$

	Jøa	Ølhammaren
ULS:	$\eta_1 = 0.96$	$\eta_3 = 0.92$
ALS:	$\eta_2 = 0.89$	$\eta_4 = 0.93$

$$F_{G,J\ddot{o}a} := ((V_{bet,1} + V_{bet,2} + V_{bet,3}) \cdot \rho_{bet} + (V_{grus,1} + V_{grus,2} + V_{grus,3}) \cdot \rho_{grus}) = 107.95 \text{ MN}$$

$$M_{G,J\ddot{o}a} := \left(-(V_{bet,2} \cdot \rho_{bet} + V_{grus,2} \cdot \rho_{grus}) \cdot 3 \text{ m} + (V_{bet,3} \cdot \rho_{bet} + V_{grus,3} \cdot \rho_{grus}) \cdot \left(\frac{b_{x,J\ddot{o}a}}{2} - 5.1 \text{ m} \right) \right) = -52.36 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Ølhammaren

$$F_{G,\ddot{O}lh} = 75.61 \text{ MN}$$

$$M_{G,\ddot{O}lh} = -59.42 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Stabilitet Landkar

Jøa

$$\text{ULS: } F_{x,1} := -F_{x,J\ddot{o}a,min,ULS} = -43.4 \text{ MN} \quad F_{y,1} := F_{y,J\ddot{o}a,ULS} = 6.65 \text{ MN} \quad F_{z,1} := -F_{z,J\ddot{o}a,min,ULS} = -7.87 \text{ MN}$$

$$M_{x,1} := M_{T,J\ddot{o}a,ULS} = 99.88 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad M_{z,1} := M_{z,J\ddot{o}a,ULS} = 434.44 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$F_{G,1} := 0.9 \cdot F_{G,J\ddot{o}a} = 97.15 \text{ MN} \quad M_{G,1} := 0.9 \cdot M_{G,J\ddot{o}a} = -47.12 \text{ m} \cdot \text{MN}$$

$$\text{ALS: } F_{x,2} := -F_{x,J\ddot{o}a,min,ALS} = -48.79 \text{ MN} \quad F_{y,2} := F_{y,J\ddot{o}a,ALS} = 6.91 \text{ MN} \quad F_{z,2} := -F_{z,J\ddot{o}a,min,ALS} = -2.98 \text{ MN}$$

$$M_{x,2} := M_{T,J\ddot{o}a,ALS} = 192.09 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad M_{z,2} := M_{z,J\ddot{o}a,ALS} = 344.59 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$F_{G,2} := 1 \cdot F_{G,J\ddot{o}a} = 107.95 \text{ MN} \quad M_{G,2} := 1 \cdot M_{G,J\ddot{o}a} = -52.36 \text{ m} \cdot \text{MN}$$

Ølhammaren

$$\text{ULS: } F_{x,3} := F_{x,\ddot{O}lh,max,ULS} = 31.3 \text{ MN} \quad F_{y,3} := F_{y,\ddot{O}lh,ULS} = 6.28 \text{ MN} \quad F_{z,3} := F_{z,\ddot{O}lh,max,ULS} = 1.77 \text{ MN}$$

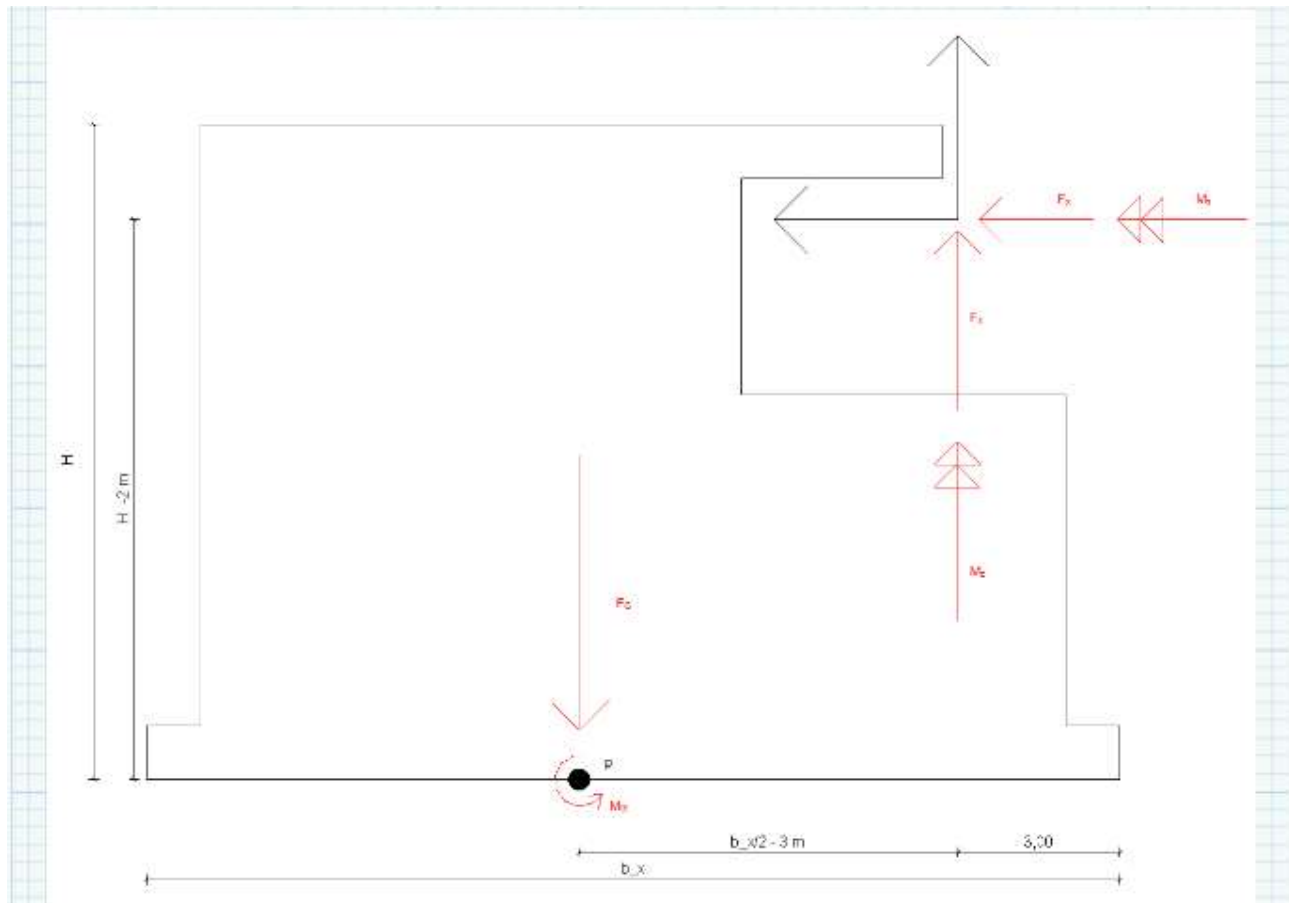
$$M_{x,3} := M_{T,\ddot{O}lh,ULS} = 147.56 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad M_{z,3} := M_{z,\ddot{O}lh,ULS} = 392.31 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$F_{G,3} := 0.9 \cdot F_{G,\ddot{O}lh} = 68.05 \text{ MN} \quad M_{G,3} := 0.9 \cdot M_{G,\ddot{O}lh} = -53.48 \text{ m} \cdot \text{MN}$$

$$\text{ALS: } F_{x,4} := F_{x,\ddot{O}lh,max,ALS} = 40.22 \text{ MN} \quad F_{y,4} := F_{y,\ddot{O}lh,ALS} = 7.67 \text{ MN} \quad F_{z,4} := F_{z,\ddot{O}lh,max,ALS} = 0 \text{ MN}$$

$$M_{x,4} := M_{T,\ddot{O}lh,ALS} = 289.72 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad M_{z,4} := M_{z,\ddot{O}lh,ALS} = 411.13 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$F_{G,4} := 1 \cdot F_{G,\ddot{O}lh} = 75.61 \text{ MN} \quad M_{G,4} := 1 \cdot M_{G,\ddot{O}lh} = -59.42 \text{ m} \cdot \text{MN}$$



Jøa - ULS

$$e_{p,x} := \frac{b_{x,Jøa}}{2} - 3 \text{ m} = 7.75 \text{ m}$$

$$e_{p,y} := 0 \text{ m}$$

$$e_{p,z} := H_{Jøa} - 2 \text{ m} = 15 \text{ m}$$

Krefter i punkt p

$$F_{x,p} := F_{x,1} = -43.4 \text{ MN}$$

$$M_{x,p} := M_{x,1} = 99.88 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$F_{y,p} := F_{y,1} = 6.65 \text{ MN}$$

$$M_{y,p} := -F_{x,1} \cdot e_{p,z} - F_{z,1} \cdot e_{p,x} + M_{G,1} = 664.84 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$F_{z,p} := F_{z,1} - F_{G,1} = -105.02 \text{ MN}$$

$$M_{z,p} := M_{z,1} + F_{y,1} \cdot e_{p,x} = 485.98 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Kontroll friksjonskoeffisient (N400 - 7.2.2)

$$F_{V,1} := \sqrt{(F_{y,p}^2 + F_{x,p}^2)} = 43.91 \text{ MN}$$

$$\mu_1 := \frac{F_{V,1}}{-F_{z,p}} = 0.42$$

Areal for fordeling av last

$$e_x := \frac{M_{y,p}}{-F_{z,p}} = 6.33 \text{ m}$$

$$e_y := \frac{M_{x,p}}{-F_{z,p}} = 0.95 \text{ m}$$

$$l_x := \frac{b_{x,Jøa}}{2} - e_x = 4.42 \text{ m}$$

$$l_y := \frac{b_{y,Jøa}}{2} - e_y = 8.05 \text{ m}$$

$$A_{eff} := 2 \cdot l_y \cdot 2 \cdot l_x = 142.29 \text{ m}^2$$

$$f_{gd} := \frac{-F_{z,p}}{A_{eff}} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gd} := 10 \text{ MPa}$$

Kontroll stabilitet (N400 - 7.2.3)

$$S_1 := \sqrt{\left(\frac{3 \cdot e_x}{b_{x,Jøa}}\right)^2 + \left(\frac{3 \cdot e_y}{b_{y,Jøa}}\right)^2} = 0.9$$

KRAV 7.2.1—3 **SKAL**

GJELDENDE FRA 01.01.2022

For berg skal friksjonskoeffisient for glidning bestemmes. Dersom det ikke gjøres nærmere vurdering, tillates følgende verdier lagt til grunn:

- $\mu \leq 1,0$ ved støp direkte på utsprengt byggegrop.
- $\mu \leq 0,7$ ved bruk av avrettingsstøp på utsprengt byggegrop.

Jøa**Ølhammaren****ULS:**

$$\mu_1 = 0.42$$

$$\mu_3 = 0.48$$

$$S_1 = 0.9$$

$$S_3 = 0.77$$

ALS:

$$\mu_2 = 0.44$$

$$\mu_4 = 0.54$$

$$S_2 = 0.93$$

$$S_4 = 0.96$$

8.4 Kontroll av funksjonskrav

N400 [1] pkt. 4.11.1 angir funksjonskrav spesifikt for flytebruer. Det angis krav til største rotasjon om horisontal tverrakse, θ_v , ved bruender og til rotasjon av brubanen om langsgående akse, θ_h . Fartsgrensen for flytebrua til Jøa er forutsatt til 80 km/t. Det er gitt fravik fra krav om at knekk i kjørebane skal unngås for fartsgrense over 70 km/t, og dermed gjelder følgende krav til største rotasjoner:

Maksimal vertikal rotasjon fra tidevann alene:

$$\theta_v \leq 2,5 \%$$

Maksimal vertikal rotasjon fra tidevann og bølgelast:

$$\theta_v \leq 3,5 \%$$

Maksimal tverrrotasjon i bruksgrensekombinasjon karakteristisk:

$$\theta_h \leq 3,0 \%$$

Der det benyttes 1 års returperiode for naturlaster og tidevann.

Det er ikke angitt eget krav til rotasjon fra trafikklast for flytebruer, men det gjøres allikevel en vurdering mot kravet satt for hengebruer og skråstagbruer i N400 pkt. 4.2.1:

Maksimal vertikal rotasjon i bruksgrensekombinasjon karakteristisk: $\theta_v \leq 3,33 \%$

Disse rotasjonskravene er kontrollert og funnet OK i Tabell 8-8 og Tabell 8-9.

Tabell 8-8: Rotasjon av brubanen om langsgående akse, θ_h , UR1 [rad]

Beskrivelse	Nummer	Akse 2-pos	Akse 4-pos	Akse 2-neg	Akse 4-neg
Permanente krefter	0	0	0	0	0
Temperatur	100-107	0.0011	0.0018	-0.0012	-0.0021
Strøm	500-501	0.0001	0.0001	-0.0001	-0.0001
Tidevann 100/20-år	400-401	0	0	0	0
Tidevann 1-år (skalert)		0	0	0	0
Statisk og dynamisk vind 50-år	20000-20003	0.0063	0.0106	-0.0056	-0.0094
Bølger 100-år	20010-20021	0.017	0.0111	-0.017	-0.0111
Statisk og dynamisk vind 1-år	21000-21003	0.003	0.0051	-0.0027	-0.0045
Bølger 1-år	21010-21021	0.0081	0.0049	-0.0081	-0.0049
Ikke-lineær trafikk	1800-1803	0.0025	0.0043	-0.0011	-0.0031
Karakteristisk kombinasjon. Krav $\theta_h \leq 3.0\%$		1.28 %	1.28 %	-1.17 %	-1.18 %

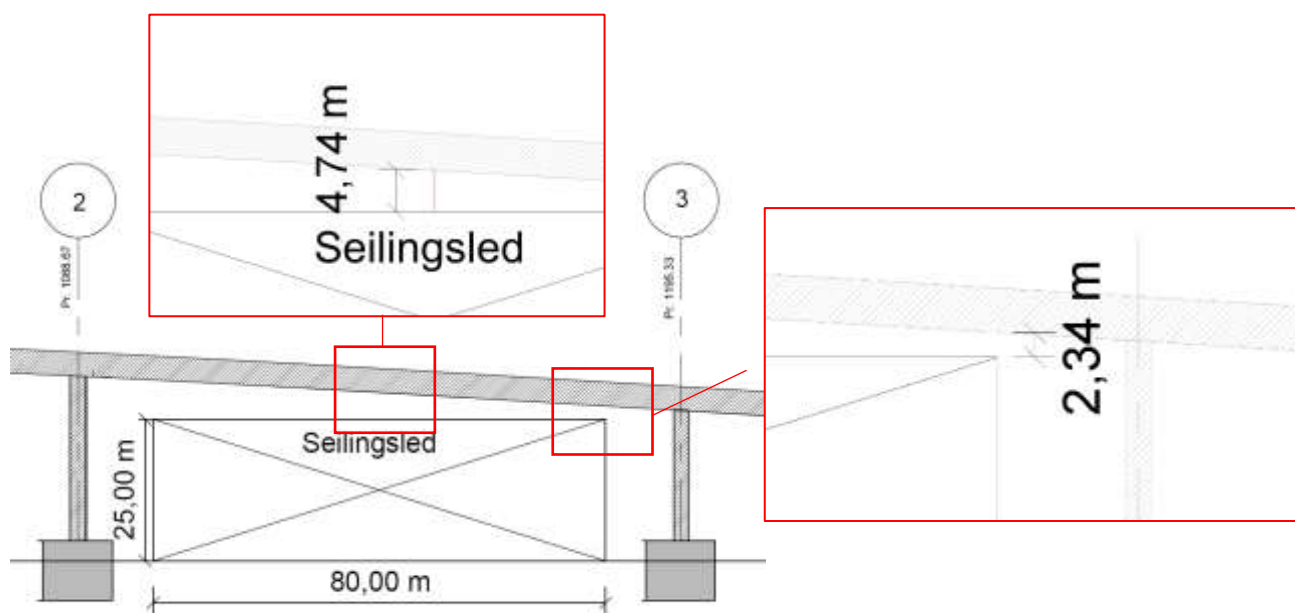
Tabell 8-9: Vertikal rotasjon av brubanen, θ_v , UR2 [rad]

Beskrivelse	Nummer	Akse 1-pos	Akse 7-pos	Akse 1-neg	Akse 7-neg
Permanente krefter	0	0.003	-0.0029	0.003	-0.0029
Temperatur	100-107	0.0018	0.0015	-0.0016	-0.0018
Strøm	500-501	0	0	0	0
Tidevann 100/20-år	400-401	0.0018	0.0022	-0.0022	-0.0018
Tidevann 1-år (skalert)		0.0015	0.0017	-0.0017	-0.0015
Statisk og dynamisk vind 50-år	20000-20003	0.0029	0.0026	-0.0025	-0.0033
Bølger 100-år	20010-20021	0.013	0.0107	-0.013	-0.0107
Statisk og dynamisk vind 1-år	21000-21003	0.0016	0.0014	-0.0014	-0.0018
Bølger 1-år	21010-21021	0.0076	0.0064	-0.0076	-0.0064
Trafikk LM1-ord	1000-1003	0.0095	0	0	-0.0098
Trafikk LM1-mod	1004-1007	0.0092	0	0	-0.0094
Tidevann alene. Krav $\theta_v \leq 2.5\%$		0.15 %	0.17 %	-0.17 %	-0.15 %
Tidevann og bølgelast. Krav $\theta_v \leq 3.5\%$		0.91 %	0.81 %	-0.93 %	-0.79 %
Karakteristisk kombinasjon. Krav $\theta_v \leq 3.33\%$		1.72 %	1.00 %	-1.12 %	-1.66 %

I tillegg gjøres det en kontroll av at seilingsløpet er ivaretatt under en karakteristisk lastkombinasjon. I Tabell 8-10 er nedbøyingene ved kant av seilløp og sentrisk i seilløpet beregnet. Som det fremkommer av tabellen og Figur 8-16 som angir fri avstand til seilløpet er seilløpet ivaretatt under en karakteristisk kombinasjon.

Tabell 8-10: Nedbøying ved seilingsløp, U3 [m]

Beskrivelse	Nummer	Akse 2-3	Akse 3
Permanente krefter	0	-0.039	0
Temperatur	100-107	-0.024	-0.017
Strøm	500-501	0	-0.002
Tidevann 100/20-år	400-401	0	0
Tidevann 1-år (skalert)		0	0
Statisk og dynamisk vind 50-år	20000-20003	-0.291	-0.301
Bølger 100-år	20010-20021	-0.608	-0.488
Statisk og dynamisk vind 1-år	21000-21003	-0.16	-0.164
Bølger 1-år	21010-21021	-0.23	-0.241
Trafikk LM1-ord	1000-1003	-0.781	-0.714
Trafikk LM1-mod	1004-1007	-0.813	-0.782
Karakteristisk kombinasjon.		-0.991	-0.964



Figur 8-16: Friavstand til seilingsled

9 Analyser av slepefaser

Det er utført analyser for å vurdere eventuelle strukturelle begrensninger for aktuelle slepefaser.

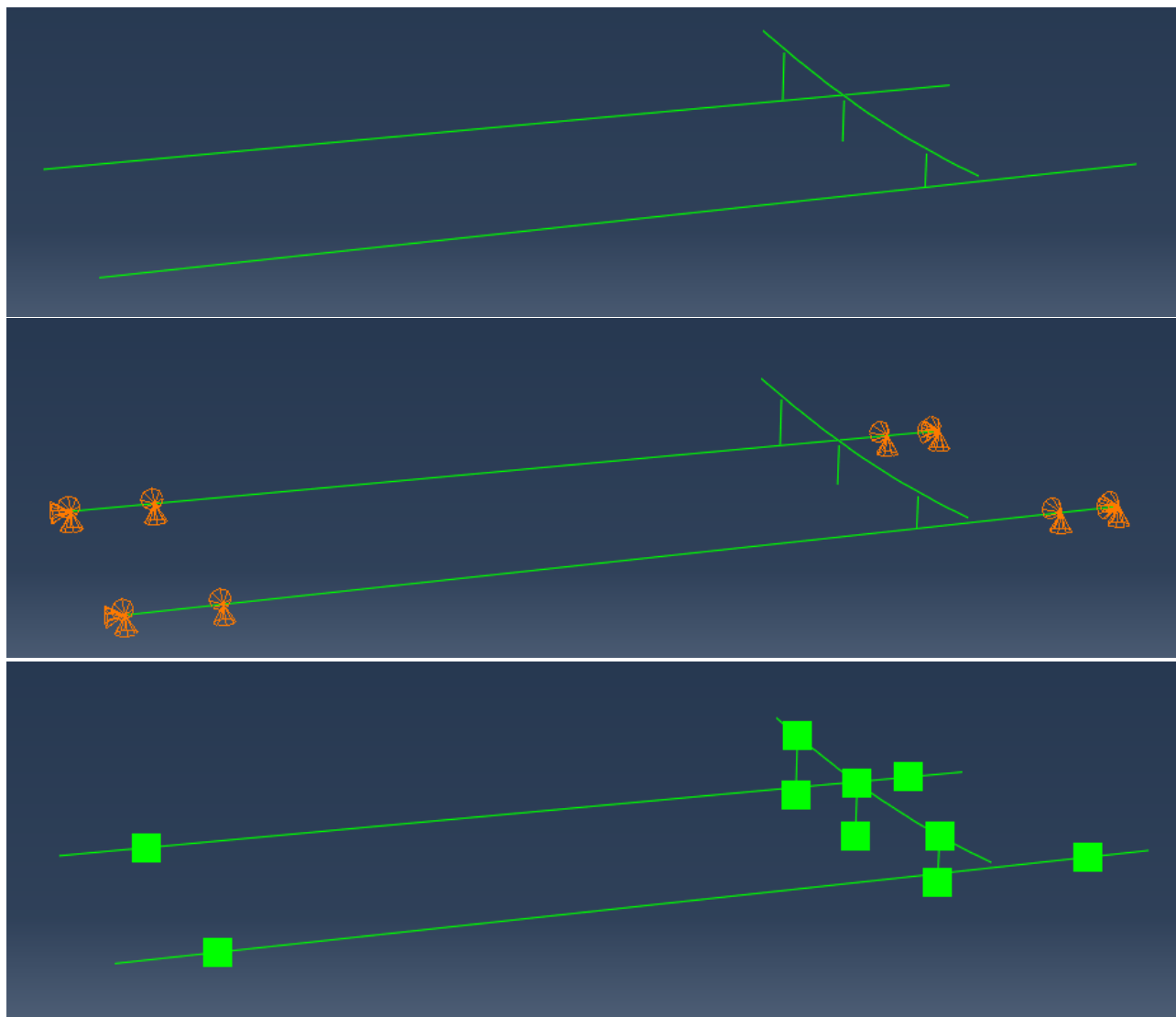
Oppdeling av den totale flytebrukonstruksjonen til 2 relativt like seksjoner er et aktuelt alternativ som er beskrevet i kap. 4.2, og er analysert med hensyn på dynamiske, stabilitetsmessige og statiske påvirkninger.

Analysemodellene er submodeller av den globale modellen og har noen forenklinger, da massen inkluderer asfalt og rekkverk, selv om dette vil etableres etter at brua er installert. I tillegg er det modellert et slepesystem med slepebåter som er modellert som en masse, og med en forspenning. Det er undersøkt kun ett alternativ til slepekonfigurasjon, og andre alternativer kan være aktuelle.

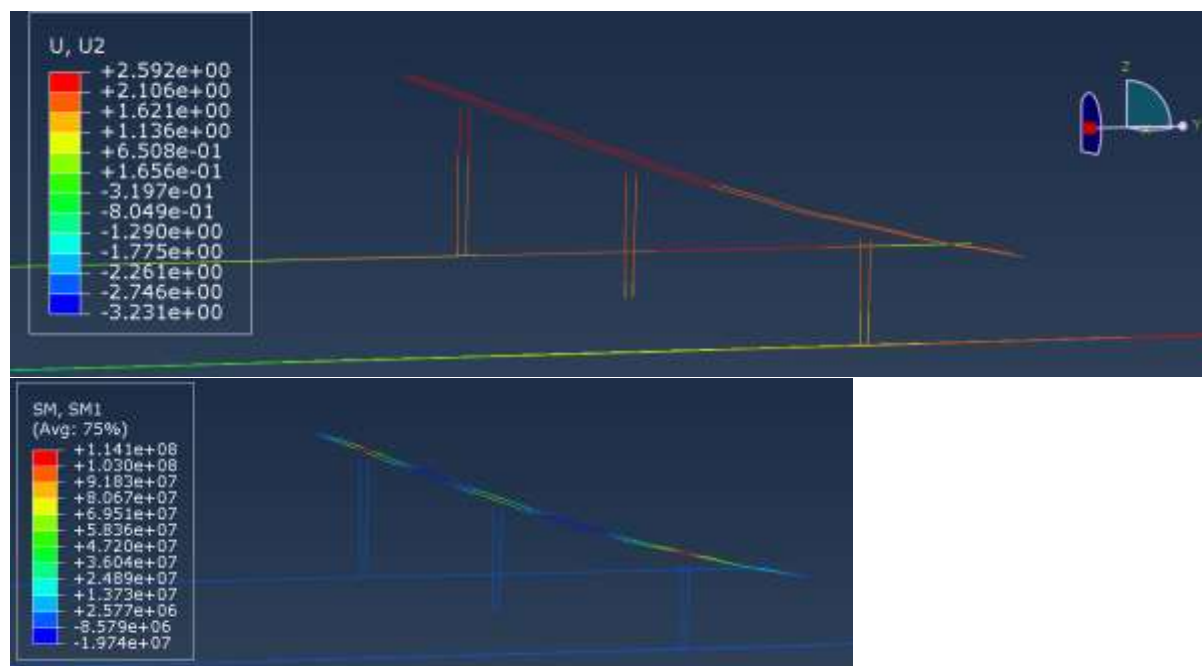
Det forutsettes slep med to stk. AHTS båter med antatt masse på 4000 tonn inkludert hydrodynamisk tilleggsmasse, og to mindre slepebåter som opprettholder strekk i slepesystemet med antatt totalmasse på 1500 tonn. Slepetauet antas som et HMPE materiale med E-modul på 1.0 GPa og areal på 0.05 m². Det antas at slepesystemet forspennes med 500 kN kraft.

Modellen av den ene modulen (akse 2-4) er vist i Figur 9-1, der det slepes i pontongene i akse 2 og 4. Det forutsettes at de siste 40 meterne fra akse 1 monteres på brustedet og ikke er en del av slepefasen. Med en lang utkrager på 90 meter vil det være behov for tiltak for å opprettholde flytestabiliteten til modulen (modellen vil krenge kraftig og pontongene vil tape fribord grunnet kurvaturen i horisontalplanet) og for å unngå store støttemomenter ved akse 2.

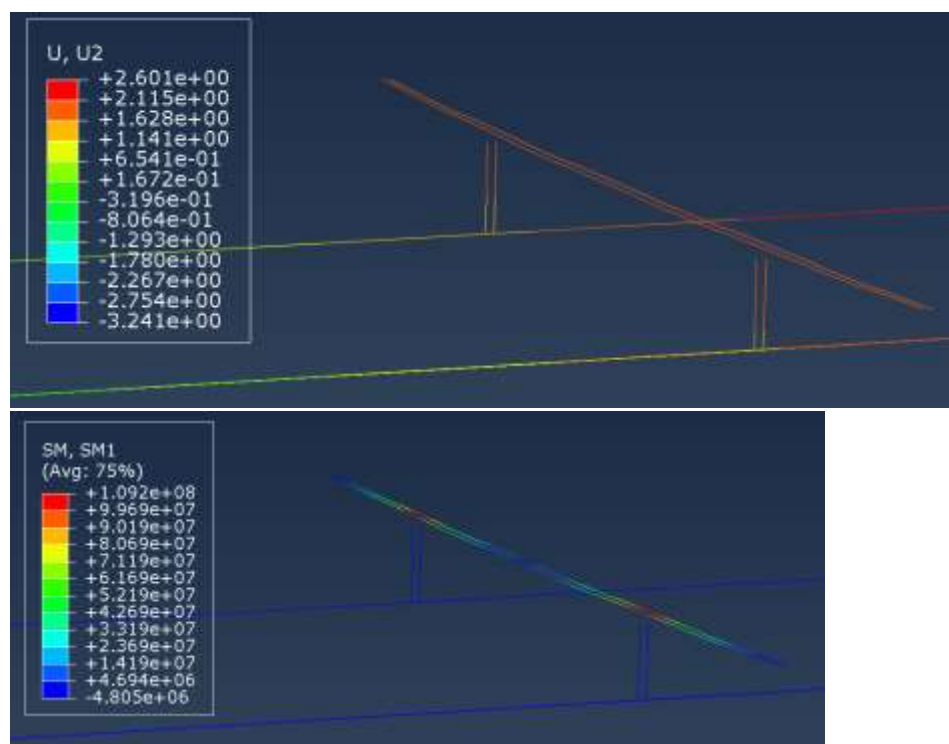
Deformert tilstand ved flytende tilstand er vist for modul 1 (akse 2-4) og modul 2 (akse 5-6) på hhv. Figur 9-2 og Figur 9-3. Der fremkommer også permanent svakaksemoment i denne fasen.



Figur 9-1: Analysemodell av slepemodul 1 inkludert akse 2-4



Figur 9-2: Slepemodul 1 (akse 2-4) i flytende tilstand under permanente laster. Deformasjoner i y-retning vist øverst og svak-aksemomenter vist nederst.



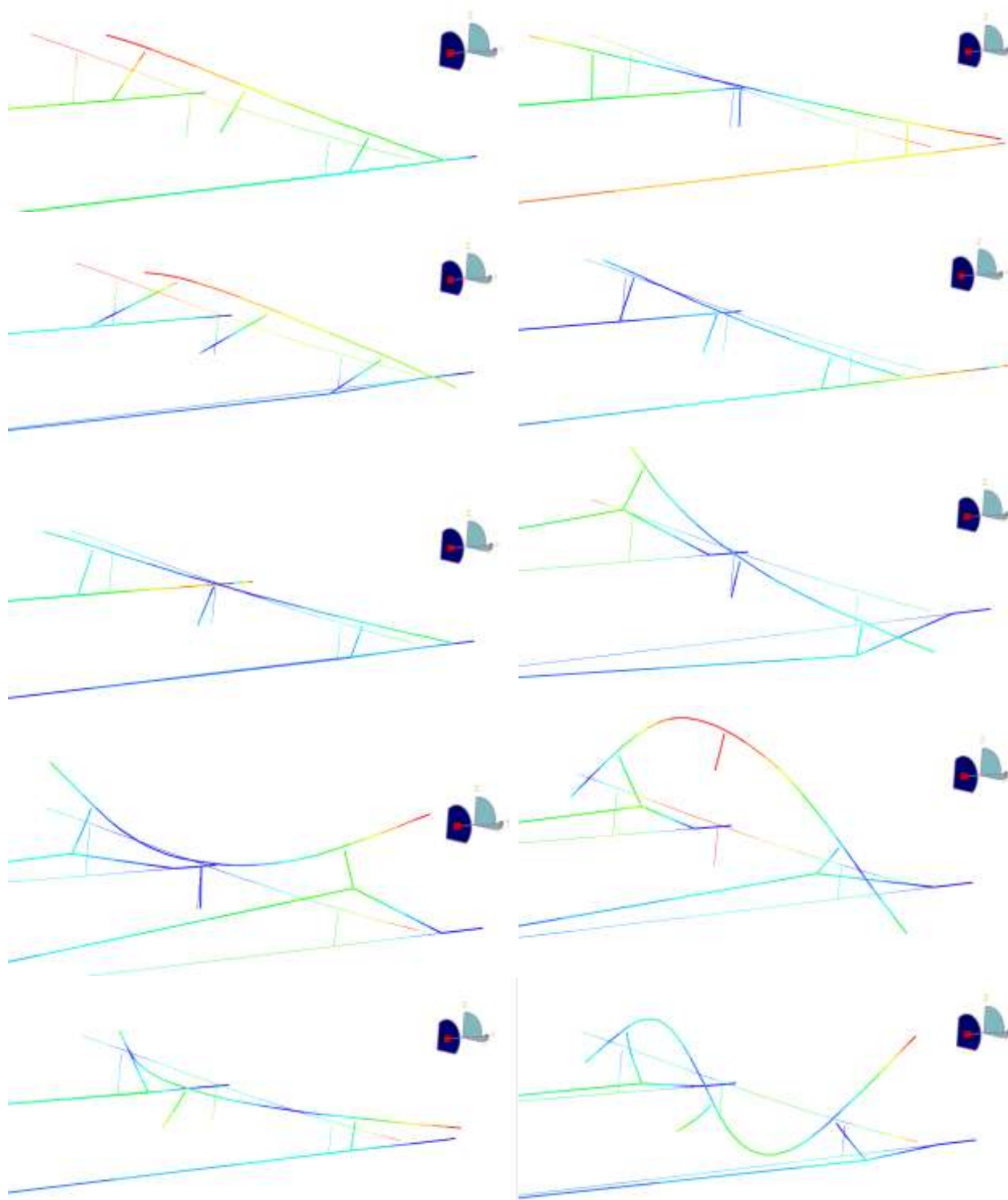
Figur 9-3: Slepemodul 2 (akse 5-6) i flytende tilstand under permanente laster. Deformasjoner i y-retning vist øverst og svak-aksemomenter vist nederst.

For å vurdere miljølastbegrensninger for slepefasene vurderes det effekter fra vindsjø, vind og dønningsjø. Det utføres dynamiske analyser av disse miljølastene med ulike intensiteter, og det vurderes krefter i systemet samt flytestabilitet på bakgrunn av disse analysene. Det er modul 1 (akse 2-4) som vurderes videre, da den antas å være kritisk for miljølast under slepefasene.

I Figur 9-4 er mode 4-13 vist for det flytende systemet av modul 1 (akse 2-4) under sleping. De tre første modene er stivlegemebevegelser og utelates fra analysene.

Tabell 9-1: Egenfrekvenser slepemodul 1

Mode	Frekvens [Hz]	Vinkelfrekvens [rad]	Periode [s]
4	0.032	0.200	31.4
5	0.034	0.216	29.1
6	0.047	0.295	21.3
7	0.102	0.638	9.8
8	0.112	0.707	8.9
9	0.172	1.083	5.8
10	0.180	1.133	5.5
11	0.184	1.156	5.4
12	0.217	1.364	4.6
13	0.295	1.852	3.4
14	0.324	2.039	3.1
15	0.475	2.986	2.1
16	0.588	3.697	1.7
17	0.721	4.529	1.4
18	1.158	7.274	0.9
19	1.215	7.636	0.8
20	1.261	7.921	0.8

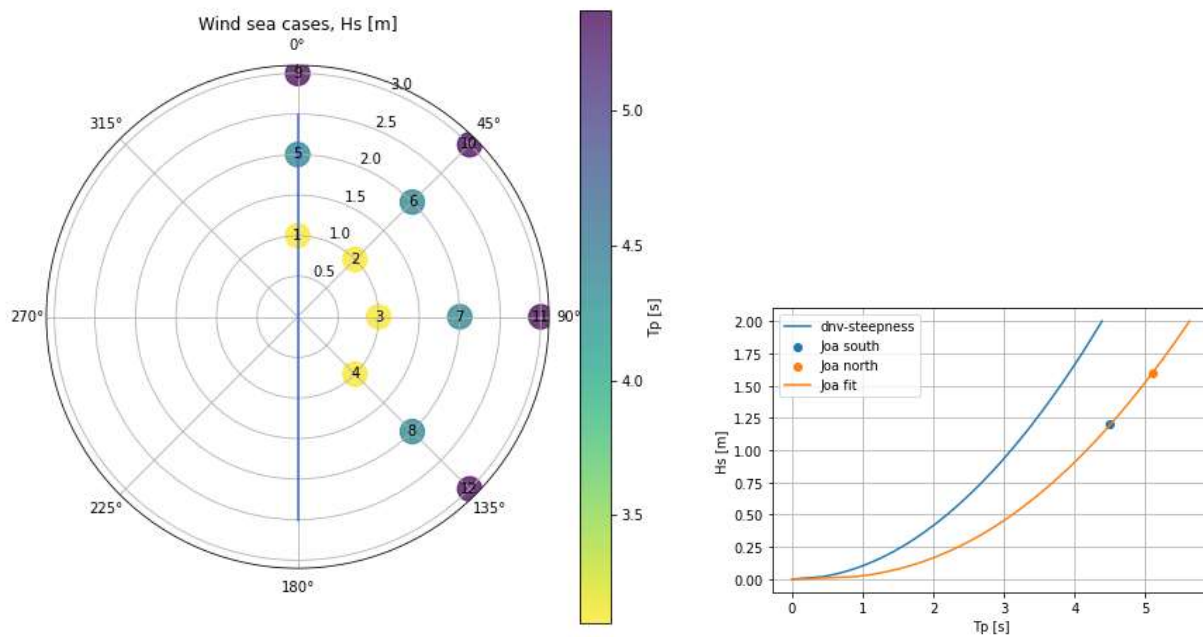


Figur 9-4: Modeformer slepemodul 1

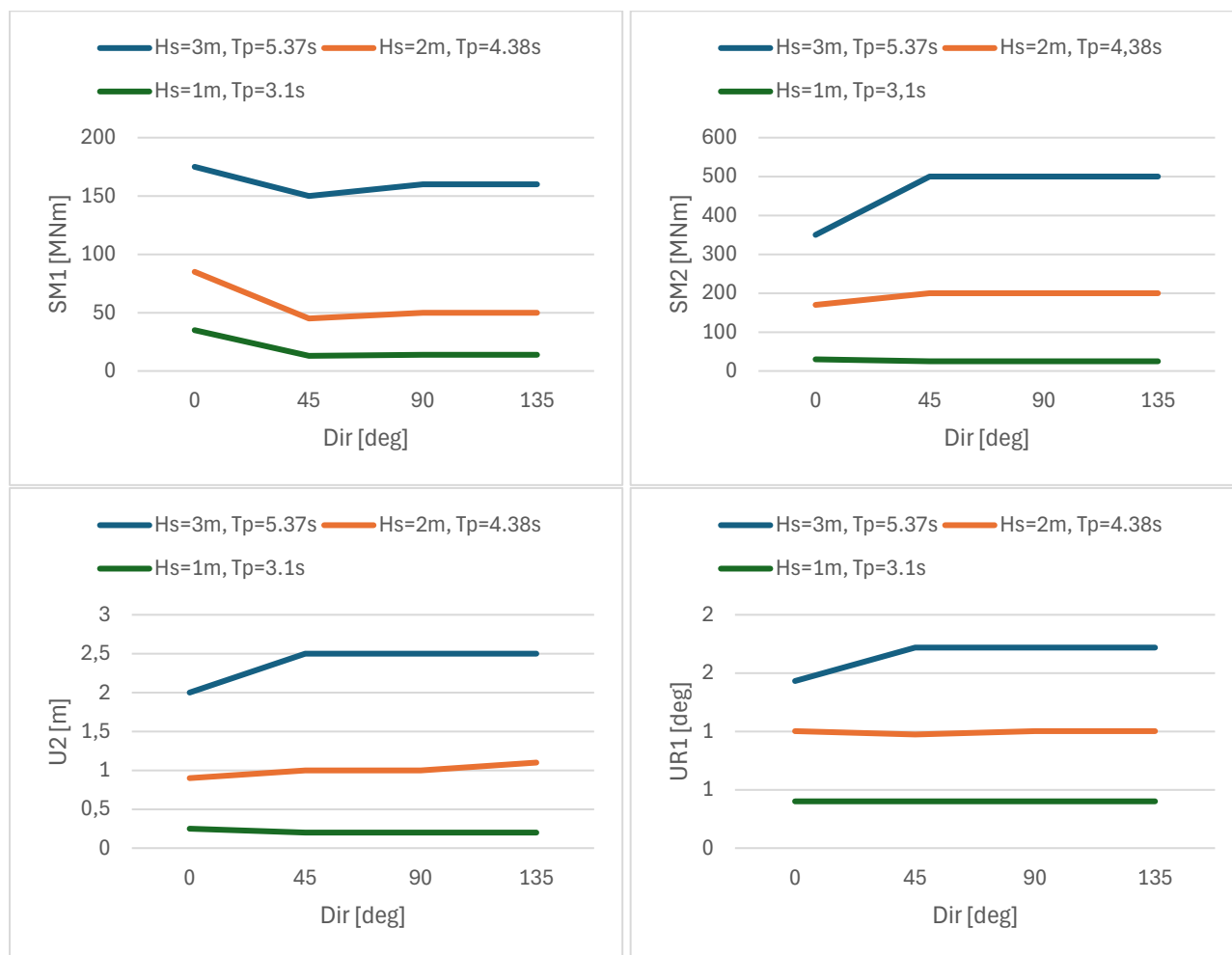
Vindsjøbølger

Det vurderes effekten av vindsjøbølger under slepefasene for fire hovedbølgeretninger som vist i Figur 9-5. Forholdet mellom signifikant bølgehøyde, H_s , og bølgetopp-periode, T_p , er bestemt etter Steepness kriteriet i DNV-RP-C205 [16] som er vist i Figur 9-5. Dette gir en litt brattere sammenheng mellom H_s/T_p enn det som estimeres for det litt mer skjermede området ved brustedet. Her betraktes vindsjøbølger for seg selv isolert

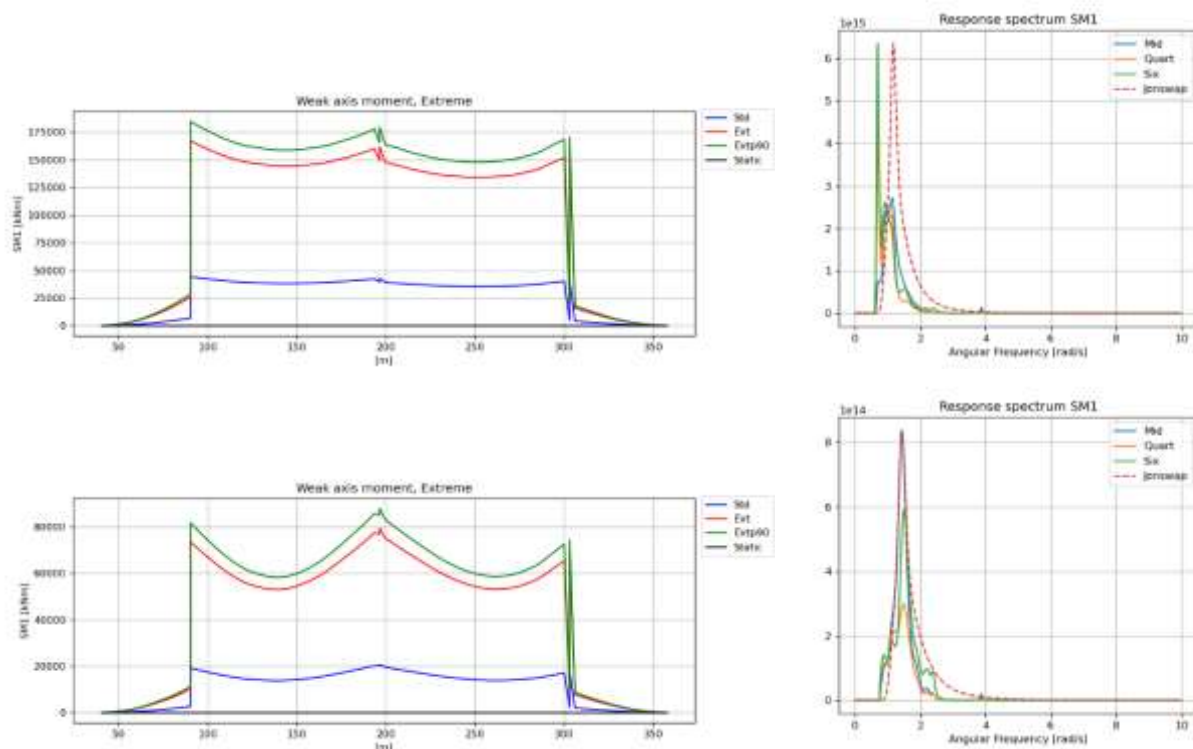
sett, uten vind inkludert. Det vil imidlertid være en høy korrelasjon mellom stor H_s og høy vindhastighet, så effektene bør sees i lys av hverandre.



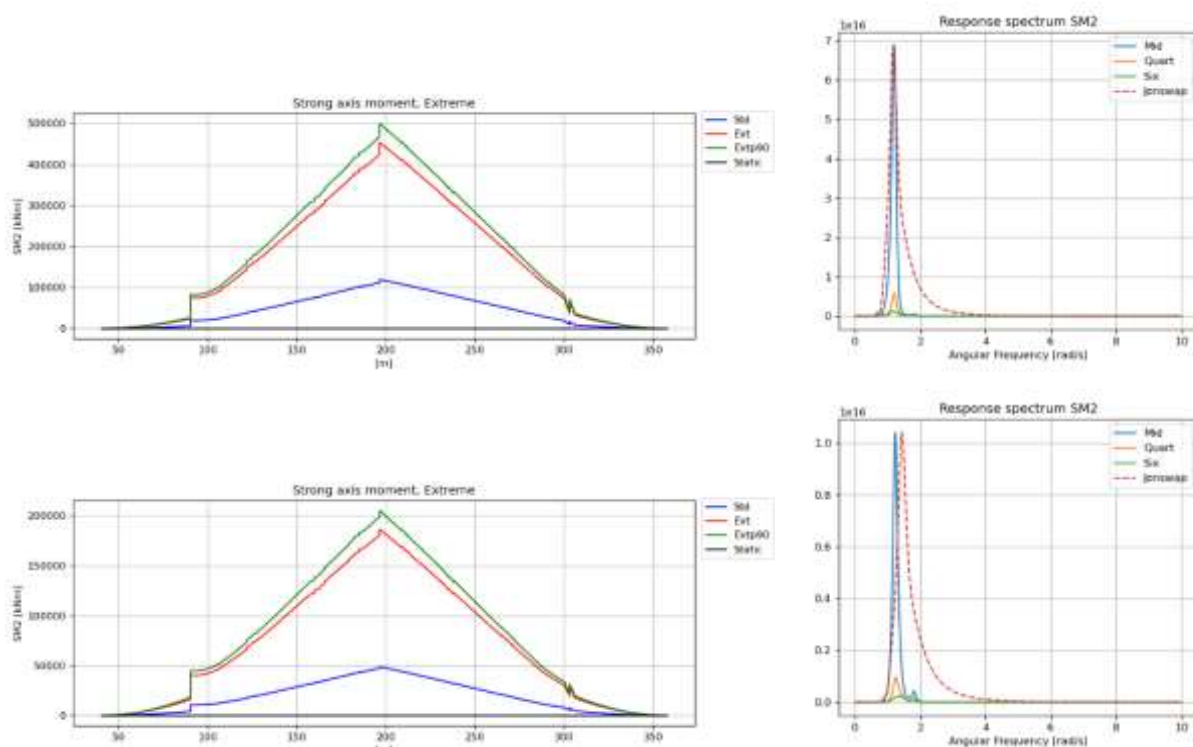
Figur 9-5: Vindsjøbølgekondisjoner vurdert for slepefaser



Figur 9-6: Estimert respons fra vindsjøbølger i kritisk snitt langs brubjelken for slepemodul 1



Figur 9-7: Svak-akse bøyemoment ved bølger med retning 0 grader. Øverst: $T_p=5.37s$, Nederst $T_p=4.38s$



Figur 9-8: Sterk-akse bøyemoment ved bølger med retning 0 grader. Øverst: $T_p=5.37s$, Nederst $T_p=4.38s$

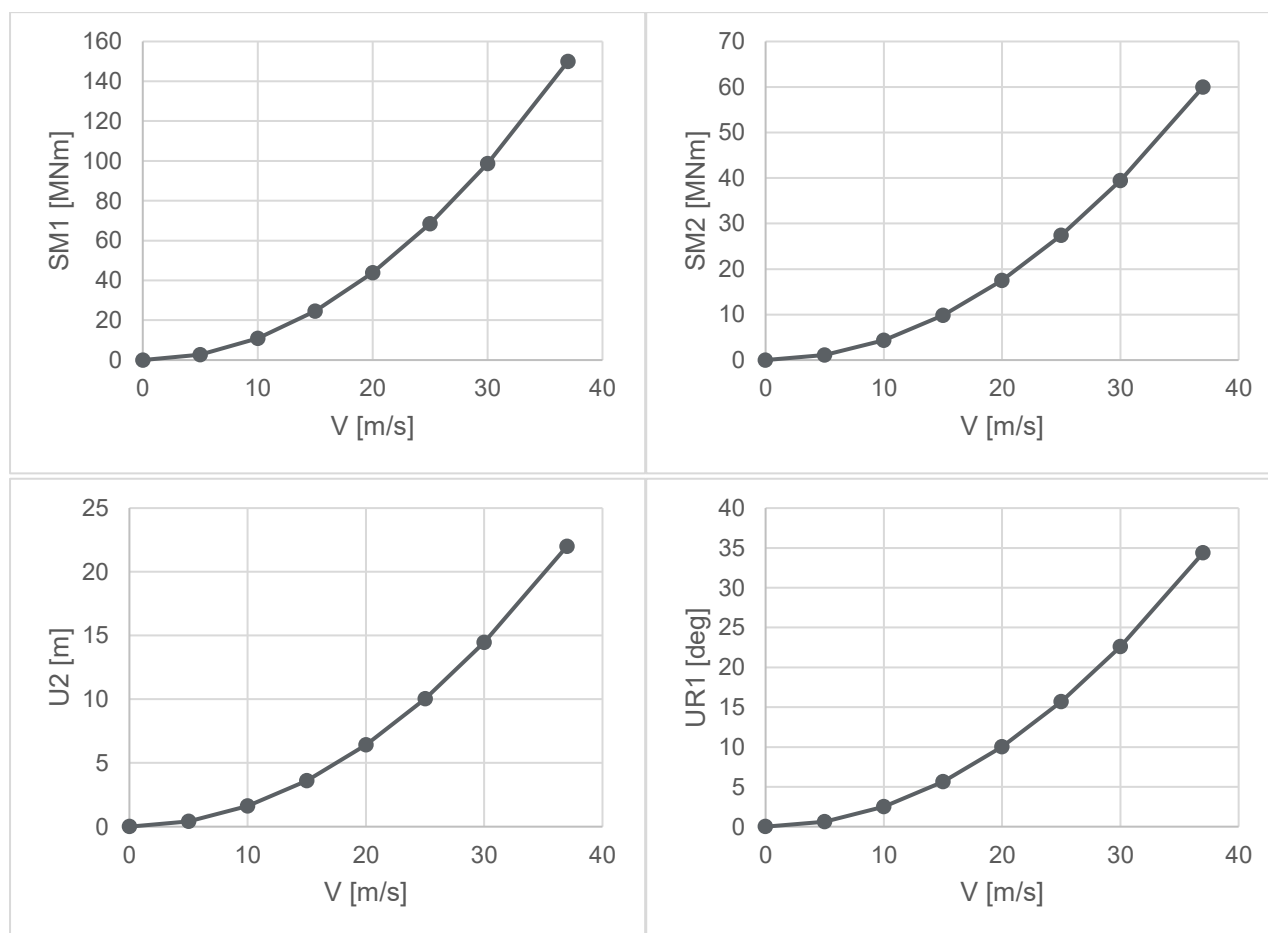
Som det fremkommer, gir vindsjøbølger en betydelig respons i systemet ved en $H_s = 3$ meter for den betraktete slepekonfigurasjonen. Det kan finnes andre aktuelle måter å slepe på som gir mer gunstig

virkning, men det ansees at en akseptgrense for slep av en slik modul vil ligge mellom $H_s = 2$ meter og $H_s = 3$ meter.

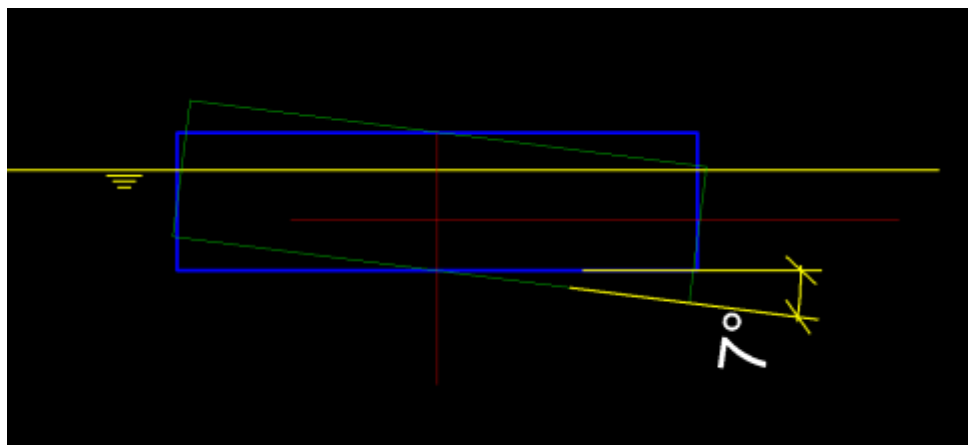
Vind

Det undersøkes også effekt av vind i flytefasen for modul 1 (akse 2-4). I Figur 9-9 presenteres ulike lastvirkninger som funksjon av middelvindhastighet. Lastvirkningene er basert på en vindhastighet vinkelrett på brubjelken i slepefasen og inneholder både statisk og dynamisk bidrag. Responsen er skalert med kvadratet av vindhastigheten til andre hastigheter.

Snittkreftene i selve bruoverbygningen er ikke så store fra vind i denne fasen, men de tregeste modene, og særlig krenkning av hele modellen triggeres og gir store rotasjoner ved høye vindhastigheter. Ved ca. 7 grader rotasjon av pontongene vil man miste fribord (se Figur 9-10), så det antas at en grense for å ivareta flytestabilitet derfor går ved omkring 15 m/s vindhastighet.



Figur 9-9: Estimert respons fra vind i kritisk snitt langs brubjelken for slepemodul 1

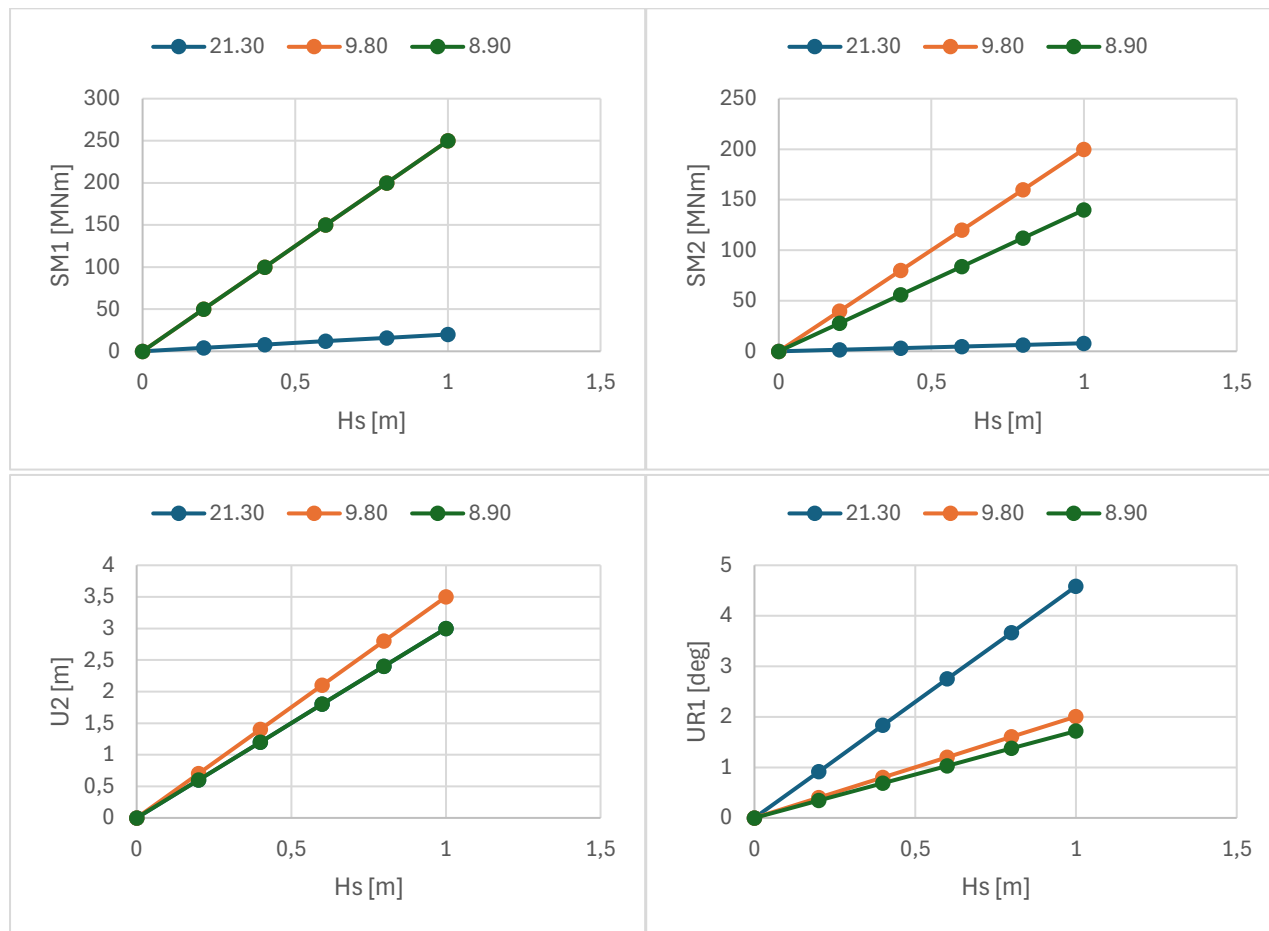


Figur 9-10: Rotasjonsgrense for tap av fribord pontong

Dønningssjø

Dersom det skal slepes i åpent farvann vil eksitasjon fra dønningssjø også være aktuelt. Dønningssjø antas å kunne ha bølgetopp-periode, T_p , som kan eksitere mode 6, 7 og 8 med hhv. perioder 21,3 sekunder, 9,8 sekunder og 8,9 sekunder. Analysene utføres ved at dønningssjøen påsettes med hovedbølgeretning vinkelrett på brua under slepet, og at T_p treffer samme periode som modens egenperiode.

I Figur 9-11 er ulike lastvirkninger fra dønningssjø vist som funksjon av signifikant bølgehøyde, H_s . Analysen er utført for $H_s = 1$ meter og skalert lineært med H_s . Som det fremkommer gir eksitasjon av mode 7 og 8 relativt store lastvirkninger, mens mode 6 som er en mer global bevegelse av hele slepemodulen ikke setter opp så store krefter i brubjelken. Mode 6 gir imidlertid store rotasjoner og er dermed utfordrende for flytestabiliteten til modulen.



Figur 9-11: Estimert respons fra dønning i kritisk snitt langs brubjelken for slepemodul 1

10 Videre arbeid

Brua faller i vindlastklasse III iht. N400, hvilket krever at detaljprosjekteringen baseres på stedlige vindmålinger. Det bør derfor etableres et måleprogram som måler vindkarakteristikk ved brustedet i god tid før oppstart av en detaljprosjektering av brua. For å kunne etablere god statistikk for vindfeltet vil det kreve flere år med måledata.

Dimensjonene til flytebrua til Jøa bestemmes i stor grad av miljøkondisjoner, og spesielt vindsjø-bølger. Det bør derfor utarbeides et godt og oppdatert metocean grunnlag for en eventuell detaljprosjektering som beskriver vindlaster, vindsjø kondisjoner, eventuell dønningsjø og strøm ved brustedet. Det blir også viktig å etablere et statistisk grunnlag for normalbølgekondisjoner som kan benyttes i utmattingsvurderinger.

Det bør også etableres en oppdatert og mer detaljert risikoanalyse for bestemmelse av skipsstøtsenergier mot brua.

Det må jobbes videre med anleggsgjennomføringen, men det antas at dette kan gjøres i samråd med en entreprenør i tilknytning til gjennomføringen av prosjektet.

Det er i dette forprosjektet lagt til grunn pontonger i lettbetong. Dersom eventuell teknologisk utvikling kan redusere de vedlikeholdsmessige utfordringene med stålponter bør det gjøres en ny vurdering av dette valget. Et bytte til stålponter på et senere tidspunkt vil gi en oppside i entreprisestnad med reduserte stålmengder i bruoverbygningen.

11 Referanser

- [1] Statens Vegvesen, «N400 Bruprosjektering,» Statens Vegvesen, 2024.
- [2] Standard Norge, «NS-EN 1991-2:2003/NA:2010 Eurokode 1 Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer,» 2010.
- [3] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1 - Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger,» 2008.
- [4] Muliconsult, «Jøa flytebru metocean,» Trøndelag fylkeskommune, 2021.
- [5] Multiconsult, «Jøa t'land 24/7 - Utredning av flytebru med tilførselsveier - Analyse og dimensjonering av flytebru,» Trøndelag fylkeskommune, 2021.
- [6] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Eurokode 1 - Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Almenne laster - Ulykkeslaster,» 2008.
- [7] Multiconsult, «Jøa t'land 24/7 - Utredning av flytebru med tilførselsveger,» Trøndelag fylkeskommune, 2022.
- [8] Kjeller vindteknikk, «Vindkart for Norge - Årsmiddel i 80m høyde,» NVE, https://www.nve.no/media/2462/vind_80m_kartbok1a_4140.pdf, 2009.
- [9] Norconsult, «VEI_RAP_002 Anslag - Jøa til land,» 2024.
- [10] «Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige veinettet,» Lovdata.no, 2017.
- [11] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009 Eurocode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Almenne laster, Vindlaster,» Standard Norge, 2005.
- [12] Statens vegvesen, «Ferry free E39 - Fjord crossings Bjørnafjorden MetOcean Specification SBJ-01-P1-SVV-01-BA-001 rev 2E,» 2023.
- [13] K. A. M. M. Chen X, «Multimode coupled flutter and buffeting analysis of long-span bridges,» *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2001.
- [14] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,».
- [15] Standard Norge, «NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 Eurokode 3 - Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger,» 2015.
- [16] DNV-GL, «DNV-RP-C205 Environmental Conditions and Environmental Loads,» 2014.
- [17] Standard Norge, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler,».
- [18] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger,».

- [19] Standard Norge, «NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold».
- [20] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK 17), kapittel 7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger,» [Internett]. Available: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>. [Funnet 2022].
- [21] Statens vegvesen, «N200 Vegbygging,» 2022.
- [22] Statens vegvesen, «N-V225 Bergskjæringer,» 2023.
- [23] Statens vegvesen, «Håndbok R211. Feltundersøkelser,» 2021.
- [24] Statens vegvesen, «R761. Prosesskode 1. Standard beskrivelse for vegkontrakter,» 2018.
- [25] NFF, Håndbok nr. 07. Håndbok for bestilling av bergsprengningsarbeid, 2012.
- [26] NFF, Håndbok nr. 11. Bergbolting, 2020.
- [27] NGI, «Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning,» 2015.
- [28] NGI, «Identifisering og karakterisering av syredannende bergarter. Veileder for miljødirektoratet. Dok. nr. 20120842-01-R. Rev nr. 0/2015-02-09,» 2015.
- [29] Statens vegvesen, «Vegkart,» [Internett]. Available: [https://vegkart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@192042,7087543,12/hva:!\(id~540\)~/valgt:1015103941:540](https://vegkart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@192042,7087543,12/hva:!(id~540)~/valgt:1015103941:540). [Funnet 2023].
- [30] NVE, «Aktsomhetskart,» 2023. [Internett]. Available: <https://temakart.nve.no/tema/snoskredaktsomhet>.